

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ.
ТЕОРІЯ І ПРАКТИКА

Збірник наукових праць

Випуск 15

Київ – КНУБА – 2024

Збірник наукових праць «Будівельні конструкції. Теорія і практика». Випуск 15.
Головний редактор О.Д.Журавський. К.:КНУБА, 2024. 196 с. DOI:10.32347/2522-4182.15.2024

На підставі Наказу Міністерства освіти і науки України №1188 від 24.09.2020, включено до **категорії «Б» Переліку наукових фахових видань України у галузі технічних наук зі спеціальностей 192, 194.**
Проіндексовано у базі даних Index Copernicus, Google Scholar, CrossRef.

UKR / Наведені результати наукових досліджень будівельних конструкцій, методи розрахунку будівельних конструкцій, використання нових прогресивних матеріалів в будівельних конструкціях, методи підсилення будівельних конструкцій, будівель та споруд.

Призначений для наукових працівників, спеціалістів проектних організацій та виробничих підприємств будівельної галузі, докторантів, аспірантів та студентів навчальних закладів будівельногонапрямку. Видання здійснює публікації за спеціальностями :

192 Будівництво та цивільна інженерія, 132 Матеріалознавство
194 Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології

Scientific articles journal «Building Constructions. Theory and practice». Issue 15.
Chief editor O. Zhuravskiy. K. : KNUCA, 2024. 196 p. DOI:10.32347/2522-4182.15.2024

Based on the Order of Ministry of Education and Science of Ukraine № 1188 from 24.09.2020 the journal was included in the **category "B" of the List of scientific professional publications of Ukraine in the field of technical sciences in specialties 192, 194.**

Indexed in the database Index Copernicus, Google Scholar, CrossRef

ENG / This compilation «Building Constructions. Theory and practice» includes results of scientific researches of building constructions, methods of calculation of building constructions, usage of new advanced materials in building constructions, methods of building constructions of buildings.

Collection is intend for reseachers, specialists of design organizations and production enterprises of construction industry, high school teachers, post - graduate students etc.

Редакційна колегія

Журавський О.Д., д.т.н., професор – *головний редактор* (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Чернишев Д.О.**, д.т.н., професор – *заступник головного редактора* (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Колякова В.М.**, к.т.н., доцент – *відповідальний секретар* (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Азізов Т.Н.**, д.т.н., професор (Уманський державний педагогічний університет ім.П.Тичини); **Бамбура А.М.**, д.т.н., професор (Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій); **Барабаш М.С.**, д.т.н., доцент (Національний авіаційний університет); **Білик С.І.**, д.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Demchyna Bohdan.**, prof. Dr.hab. (Panstwowej Wyzszej Szkole Techniczno-Ekonomicznej im.ks. Bronislawa Markiewicza w Jaroslawiu); **Kinasz R.** - professor (Full), PhD. D.Sc. Eng. (AGH University of Science and Technology, Faculty of Civil Engineering and Resource Management, Krakow, Poland); **Клименко Є.В.**, д.т.н., професор (Одеська державна академія будівництва та архітектури); **Клімов Ю.А.**, д.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Ковальчук О.Ю.** - к.т.н., старший науковий співробітник, проректор з наукової роботи та інноваційного розвитку КНУБА; **Kovler K.** - PhD,Asos. prof. Faculty of Civil and Environmental Engineering, Technion, Haifa, Israel; **Кріпак В.Д.**, к.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Нікіфорова Т. Д.**, д.т.н., професор, (Придніпровська державна академія будівництва та архітектури); **Павліков А.М.**, д.т.н., професор (Полтавський національний технічний університет ім. Ю.Кондратюка); **Савицький М.В.**, д.т.н., професор (Придніпровська державна академія будівництва та архітектури); **Stemberk Peter** - Ph.D., D.Eng. Чеський технічний університет.

Рекомендовано до видання вченою
радою Київського національного
університету будівництва і архітектури,
протокол № 27 від 29.11. 2024 року.

Recommended for publication
by the Academic Council of Kyiv National
University of Construction and Architecture,
Protokol No. 27 of 29.11. 2024

Адреса редакції: к. 104, 114, КНУБА, проспект Повітряних Сил, 31, м. Київ, , 03037,
телефон редакції: (044) 241-55-04, (044)245-48-42
Editorial Office address: off 104, 114, KNUCA, Pvitrianykh Syl ave., 31, Kyiv, Ukraine, 03037,
editorial phone: (044) 241-55-04, (044)245-48-42

ЗМІСТ

КЛИМОВ Юлій

Експериментальні дослідження міцності на розтяг бетону армованого базальтовою фіброю 5-18

МИХАЙЛОВСЬКИЙ Денис, КОМАР Олег

Аналіз існуючих досліджень деревини на ударні та балістичні навантаження 19-28

ФЕСЕНКО Олег, КОЛЯКОВА Віра, Леонід СКОРУК, АНДРІЙЧЕНКО Л.

Розрахунок залізобетонних конструкцій на вогнестійкість за температурним режимом вуглеводневої пожежі..... 29-40

СМОРКАЛОВ Дмитро, ВІНОКУР Володимир

Методи розрахунку підсилення залізобетонних конструкцій із застосуванням попередньо напружених канатів з використанням програмних комплексів 41-53

МИХАЙЛОВСЬКИЙ Денис, КОМАР Микола, СКЛЯРОВА Тетяна, БОНДАРЧУК Богдан

Застосування клеєної та поперечно-клеєної деревини при реконструкції та новому будівництві 54-65

ДОБРОХЛОП Микола, ДОБРОХЛОП Єгор

Результати технічного обстеження логістичного центру у м.Бровари, після ракетно - артилерійського обстрілу у березні 2022 року. 66-74

БІЛИК Артем, ТЕРНОВИЙ Максим

Вибір раціональної висоти сталевих балкових конструкцій з урахуванням коефіцієнта динамічності під час дії епізодичного навантаження..... 75-85

КЛЮЄВ Василь, БАКУЛІН Євгеній

Сучасні методи ідентифікації небезпек руйнування будівель, споруд та конструкцій у реальних умовах експлуатації 86-96

НУЖНИЙ Валерій

Особливості розрахунку на витривалість баштових споруд при дії вітрових навантажень..... 97-109

КОСТИРА Наталія, БАКУЛІНА Валентина

Напружено-деформований стан фундаментів висотної будівлі при влаштуванні стіни в ґрунті..... 110-123

ДУРИЦЬКИЙ Сергій, ПУШКАРЬОВА Катерина

Оцінка довговічності продуктів тверднення модифікованих золоцементних композицій 124-134

**РУДЕНКО Ігор, ГЕЛЕВЕРА Олександр,
КОНСТАНТИНОВСЬКИЙ Олександр, РАЗСАМАКІН Андрій**

Реакційно-порошкові бетони на основі лужно-активованого цементу..... 135-145

СКОРУК Олег

Несуча здатність плит при дії розподіленого навантаження 146-155

**VIDAKOV Andryi, JOCKWER Robert, JUST Alar, TUNKANEN Eero,
КОШКАРЕВ Dmitrii**

Structural behaviour of a clt connection with bonded-in rods under shear loading 156-173

**ГЛІТІН Олександр, БЛИК Сергій, РАДЕЦЬКИЙ Сергій,
СОНЬКО Олег, КРАВЧЕНКО Олексій**

Ефективний спосіб підсилення металевих балок і про-гонів за допомогою пружної опори в прольоті 174-184

**ЖУРАВСЬКИЙ Олександр, ЖУРАВСЬКИЙ Дмитро,
ПОВАЖНЮК Олександр**

Особливості відновлення збірних залізобетонних ребристих плит покриттів промислових будівель, зруйнованих обстрілами 185-195

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ НА РОЗТЯГ БЕТОНУ АРМОВАНОГО БАЗАЛЬТОВОЮ ФІБРОЮ

Юлій КЛИМОВ

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037
yuliiklymov@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-4275-7058>

Анотація. Неметалева композитна арматура знаходить все більш широке застосування у сучасному будівництві, що обумовлено високими механічними характеристиками, стійкістю до корозії, довговічністю у середовищі бетону і зовнішньому агресивному середовищі та іншими властивостями. При цьому, зазвичай, неметалева композитні арматура застосовується у вигляді стержнів з основним несучим елементом у вигляді базальтового, скло, арамідного або ровінгу з інших матеріалів, який представляє собою тонкі волокна діаметром в межах 7...20 мкм.

Зазначений ровінг, як елемент армування бетонних конструкцій, у значно меншій мірі застосовується у вигляді фібри, хоча він є реальною альтернативою традиційній сталевій фібри з усіма перевагами фібрового армування, до якого додається ще й корозійна стійкість. Ситуація, що склалася пояснюється обмеженою кількістю експериментально-теоретичних досліджень неметалевого фібрового армування, зокрема міцності на розтяг, яка є однією з основних переваг фібрового армування бетону.

У даній статті наведені результати експериментальних досліджень міцності на розтяг бетону, армованого фіброю з базальтового ровінгу діаметром 16 мкм і довжиною 24 мм, які включали в себе випробування на розтяг при згині трьох серій зразків бетону з класом міцності на стиск, відповідно, С20/25, С25/30, С30/35 і відсотком фібрового армування у межах 2,0...8%.

В результаті проведених досліджень встановлено, що армування фіброю з базальтового ровінгу призводить до збільшення міцності бетону на осьовий розтяг. Так, для бетону класу С20/25 міцність на розтяг при відсотках армування в діапазоні 2,0...8,0% збільшилася з 1,64 до 2,18



Юлій КЛИМОВ

професор кафедри
залізобетонних та кам'яних
конструкцій,
д.т.н., професор

МПа, класу С25/30 – з 1,82 до 2,17 МПа, для бетону С30/35 при відсотках армування в діапазоні 2,0...6,0% - з 2,12 до 2,22 МПа. При цьому, найбільш інтенсивне зростання міцності на розтяг мало місце при збільшенні відсотку армування в межах 2,0...4,0%. При подальшому збільшенні відсотка армування у межах 6,0...8,0% це зростання припинилося, що свідчить про те, що найбільш ефективним є фіброве армування у межах 2,0...4,0% незалежно від класу бетону за міцністю на стиск.

За інших рівних умов, зростання міцності бетону на осьовий розтяг при збільшенні відсотку фібрового армування в межах 2,0...8,0% складає 15...20% у порівнянні з бетоном без армування.

Ключові слова: базальтова фібра, ровінг, бетон, міцність, розтяг.

ВСТУП

Неметалева арматура знаходить все більш широке застосування в бетонних конструкціях сучасного будівництва, що обумовлено її високими механічними характеристиками, довговічністю і, саме головне, корозійною стійкістю.

Останнє дозволяє більш широко застосувати конструкції з неметалевою арматурою

у агресивних зовнішніх середовищах і зняти обмеження на ширину розкриття тріщин [1], яке встановлено для залізобетонних конструкцій зі сталеву арматурою [2, 3].

Зазвичай, неметалева арматура застосується у вигляді стержнів з основним несучим елементом - ровінгом (тонким волокном діаметром 7..20 мкм) з базальту, скла, арамід, вуглецю, який формується за допомогою термореактивної смоли у стержень з відповідним періодичним профілем і класифікується як композитна стержнева арматура. Міцність ровінгу на розтяг, в залежності від матеріалу, складає 1800...4800 МПа, модуль пружності – 70...350 ГПа, щільність – 1400...2500 кг/м³, граничні відносні деформації при розтязі -1,1...4,4% [4].

Застосуванню неметалевої композитної арматури передували численні експериментальні дослідження механічних характеристик стержневої арматури, її зчеплення з бетоном, довговічності у середі бетону і різноманітних зовнішніх середовищах, міцності, жорсткості і тріщиностійкості при дії згинальних моментів і поздовжніх сил [4, 5, 6, 7, 8, 9 та інші]. Результати проведених досліджень були покладені в основу відповідних нормативних документів з проектування конструкцій з неметалевою композитною арматурою [10, 11, 12, 13].

Крім стержнів, неметалева арматура застосовується у бетонних конструкціях також у вигляді фібри. Таке армування наряду з зазначеними вище перевагами неметалевої арматури (високими механічними характеристиками, довговічністю, корозійною стійкістю) призводить до збільшення міцності на розтяг, ударної в'язкості, стійкості до стирання і опору при динамічних навантаженнях. Фіброве армування застосовується у несучих фасадних панелях, промислових підлогах, оправах тунелів, посудинах високого тиску, конструкціях захисних споруд та інших.

Найбільш розповсюдженим матеріалом неметалевої фібри є полімерна фібра з акрилу, арамід, нейлону, поліестеру, полістиролу, поліпропілену [14]. Разом з тим, останнім часом все більшої актуальності

набуває застосування фібри з базальтового ровінгу, що застосовується у якості основного несучого елементу неметалевої композитної арматури [13]. В результаті проведених експериментальних досліджень встановлено, що введення фібри з базальтового ровінгу призводить до суттєвого збільшення міцності бетону (базальтофібробетону) на розтяг. Однак, застосуванню такої фібри у практиці будівництва заважає обмеженість експериментальних даних щодо впливу довжини фібри, відсотку армування і класу бетону на відповідну міцність базальтофібробетону на розтяг.

У цій статті, в рамках продовження досліджень [15], наведені результати експериментальних досліджень впливу фібрового армування базальтовим ровінгом на міцність бетону на розтяг в залежності від міцності бетону на стиск (класу бетону за міцністю на стиск).

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ ТА АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Завдяки своїм специфічним властивостям, таким як висока міцність на розтяг, ударна в'язкість, стиранність, довговічність, корозійна стійкість при застосуванні полімерних і органічних матеріалів, для цілого ряду бетонних конструкцій дисперсне фіброве армування є більш ефективним у порівнянні з традиційним стержневим армуванням.

Найбільш широко для фібрового армування бетонних конструкцій у сучасному будівництві застосовується базальтова фібра, дослідженню конструкцій з якою присвячені численні експериментально-теоретичні дослідження.

Геометричні розміри базальтової фібри змінюються у широкому діапазоні – діаметр від 7...20 мкм (тонка фібра з ровінгу) до 500 мкм (фібра з грубого базальтового волокна), довжина фібри від 5 до 50 мм.

Експериментально-теоретичні дослідження армування бетону фібровою базальтовою арматурою охоплювали широке коло питань від механічних характеристик самої фібри [16, 17, 18 та ін.] в тому числі і при підвищених

температурах [19], впливу фібри на міцність бетону [20, 21], в тому числі високоміцного [22] і бетону, що самоущільнюється [23], а також при малоцикловому навантаженні [24] до досліджень конструкцій з базальтофібробетону [25, 26, 27, 28 та ін.].

Разом з тим, кількість досліджень з армування бетону базальтовою фіброю діаметром 7...20 мкм з ровінгу залишається обмеженою, що не дозволяє, перед усім, отримати розрахункову залежність міцності бетону на розтяг як функції від довжини, відсотку армування фіброю і міцності бетону, яка могла б застосовуватися при проектуванні конструкцій.

Для цього була започаткована програма відповідних експериментально-теоретичних досліджень, у рамках якої були проведені експериментальні дослідження впливу довжини і відсотку армування базальтовою фіброю з ровінгу на міцність бетону на розтяг [15]. В цій роботі представлені результати подальших експериментальних досліджень по визначенню впливу міцності бетону на стиск і відсотку фібрового армування на міцність базальтофібробетонуна розтяг.

Після отримання достатнього об'єму експериментальних даних і їх відповідної обробки, програма програма передбачає отримання розрахункової залежності міцності бетону на розтяг при армуванні базальтовою фіброю в залежності від довжини фібри, відсотку армування і міцності бетону на стиск.

Об'єкт дослідження – бетон, армований фібровою арматурою з базальтового ровінгу.

Метою роботи є отримання експериментальних даних щодо міцності на розтяг бетону армованого базальтовою фіброю з ровінгу в залежності від міцності бетону на стиск і відсотку армування фіброю.

Задачі дослідження:

- експериментально встановити залежність міцність бетону на розтяг при армуванні фіброю з базальтового ровінгу від міцності бетону на стиск;

- експериментально встановити залежність міцність бетону на розтяг від відсотку армування фіброю з базальтового ровінгу.

Предмет дослідження

Експериментальні дослідження включали в себе випробування на розтіг при згині за [29] трьох серій призм розміром 100x100x400, армованих фібровою арматурою з базальтового ровінгу діаметром 16 мкм і довжиною 24 мм з подальшим визначенням, за відповідними розрахунковими залежностями, міцності бетону на осьовий розтяг.

У якості факторів, що варіюються, були прийняті відсоток армування фіброю і міцність бетону на стиск. Відсоток армування фіброю варіювався від 0% (зразки без фібрового армування) до 8% в залежності від маси цементу у сухому стані. Міцність бетону стиск варіювалась у межах від 22,6 до 38,5 МПа, що відповідає класам бетону С20/25...С30/35.

Перша серія зразків виготовлялась з дрібнозернистого бетону класу міцності С20/25 і включала 25 зразків, в тому числі 5 зразків-близнюків з бетону без армування і по 5 зразків-близнюків, армованих фіброю довжиною 24 мм з вмістом фібри за масою, відповідно, 2%, 4%, 6% та 8% від маси цементу в сухому стані.

Друга серія зразків виготовлялася з дрібнозернистого бетону класу міцності на стиск С25/30 і включала 25 зразків, в тому числі 5 зразків-близнюків без армування і по 5 зразків-близнюків, армованих фіброю довжиною 24 мм з вмістом фібри за масою, відповідно, 2%, 4%, 6% та 8% від маси цементу в сухому стані.

Третя серія зразків виготовлялася з дрібнозернистого бетону класу міцності на стиск С30/35 і включала 20 зразків, в тому числі 5 зразків-близнюків зразків без армування і по 5 зразків-близнюків, армованих фіброю довжиною 24 мм з вмістом фібри за масою, відповідно, 2%, 4% та 6% від маси цементу в сухому стані.

Загальні відомості щодо складу експериментальних досліджень наведені у таблиці 1.

Зразки виготовлялися з дрібнозернистого

бетону із застосуванням шлакопортландцементу ШПЦ III/A-400 та піску річкового з модулем крупності 1,15...1,35 мм. Співвідношення цементу та піску варіювалося залежно від класу бетону. Кількість води приймалося в залежності від зручності виготовлення бетонної суміші.

Для армування бетону застосовувалася фібра з базальтового ровінгу діаметром 16 мікрон довжиною 24 мм виробництва ТОВ "Технобазальт-Інвест". Дозування ровінгу проводилося за масою в сухому стані.

При виготовленні зразків на першому етапі проводилося перемішування сухої суміші цементу та піску, потім вводилася базальтова фібра і на останньому етапі – вода. Після ретельного перемішування бетонна суміш укладалася у форми та ущільнювалася на вібростенді. Твердіння зразків відбувалося у приміщенні лабораторії за температури повітря $+15...+18$ °С. Розпалубка зразків проводилася на 3-4 день після бетонування.

Для визначення міцності бетону на стиск (клас бетону) були виготовлені зразки-куби з розмірами 100x100x100 мм.

Міцність бетону на розтяг при згині визначалася у віці 28 діб шляхом випробувань 5-ти зразків-близнюків. Загальна кількість випробуваних зразків призм становила 70 штук.

Випробування зразків на розтяг при згині проводилося як балки на двох опорах, одна з яких була шарнірно-нерухомою, що забезпечує тільки поворот зразка, а друга - шарнірно-рухомий, що забезпечує як поворот, так і зміщення зразка в площині згину. Зосереджені сили прикладалися у третинах прольоту через розподільну траверсу (рис.1).

Навантаження зразків здійснювалося безперервно зі швидкістю 0,05 МПа/с. Навантаження подавалося за допомогою масляного домкрату, а її величина контролювалася зразковим динамометром. Максимальне зусилля, що виникло в процесі випробування, приймалося за навантаження за руйнуюче навантаження F_u .

Міцність бетону на осьовий розтяг визначалася за результатами випробувань зразків на розтяг при згині за [29] за допомогою перехідного коефіцієнта 0,55.

Міцність бетону на стиск визначалася за результатами випробувань зразків-кубів з розмірами 100x100x100 мм і переходом до базового зразка з розмірами 150x150x150 мм за допомогою коефіцієнту 0,95 за [29].

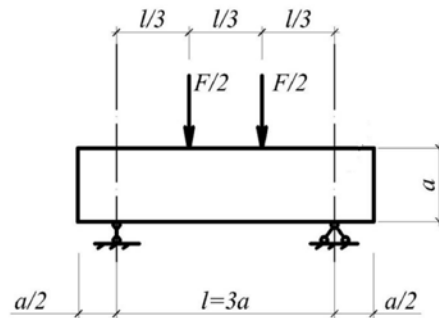


Рис. 1. Схема випробування зразків
Fig. 1. Sample testing scheme

ОСНОВНИЙ МАТЕРІАЛ ТА РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕННЯ

Міцність бетону на стиск визначалася за результатами випробувань 5-ти кубів на 28 добу після бетонування і склала:

- для зразків серії I – у діапазоні значень 22,6...26,5 МПа, при середньому значенні міцності – 24,2 МПа, що відповідає класу бетону за міцністю на стиск С20/25;
- для зразків серії II – у діапазоні значень 29,7...35,8 МПа, при середньому значенні міцності – 31,1 МПа, що відповідає класу бетону за міцністю на стиск С25/30;
- для зразків серії III – у діапазоні значень 35,5...38,5 МПа, при середньому значенні міцності – 34,8 МПа, що відповідає класу бетону за міцністю на стиск С30/35.

Результати випробувань дослідних зразків наведено у таблиці 2.

Табл. 1. Склад експериментальних досліджень**Table 1.** Composition of experimental research

№ п/п	Серія	Клас бетону на стиск	Марка зразку	Кількість зразків, шт.	Дані про бетонну суміш	
					В/Ц	Вміст фібри від маси цементу в сухому стані, ρ, %
1	2	3	4	5	6	7
1	I	C20/25	I-0-1	5	0,40	-
2			I-0-2			
3			I-0-3			
4			I-0-4			
5			I-0-5			
6			I-2-1	5	0,45	2,0
7			I-2-2			
8			I-2-3			
9			I-2-4			
10			I-2-5			
11			I-4-1	5	0,45	4,0
12			I-4-2			
13			I-4-3			
14			I-4-4			
15			I-4-5			
16			I-6-1	5	0,50	6,0
17			I-6-2			
18			I-6-3			
19			I-6-4			
20			I-6-5			
21			I-8-1	5	0,55	8,0
22			I-8-2			
23			I-8-3			
24			I-8-4			
25			I-8-5			
26	II	C25/30	II-0-1	5	0,45	-
27			II-0-2			
28			II-0-3			
29			II-0-4			
30			II-0-5			
31			II-2-1	5	0,45	2,0
32			II-2-2			
33			II-2-3			
34			II-2-4			
35			II-2-5			

продовження таблиці 1
continuation of table 1

1	2	3	4	5	6	7
36	II	C20/25	II-4-1	5	0,45	4,0
37			II-4-2			
38			II-4-3			
39			II-4-4			
40			II-4-5			
41			II-6-1	5	0,50	6,0
42			II-6-2			
43			II-6-3			
44			II-6-4			
45			II-6-5			
46			II-8-1	5	0,55	8,0
47			II-8-2			
48			II-8-3			
49			II-8-4			
50			II-8-5			
51	III	C30/35	III-0-1	5	0,45	-
52			III-0-2			
53			III-0-3			
54			III-0-4			
55			III-0-5			
56			III-2-1	5	0,50	2,0
57			III-2-2			
58			III-2-3			
59			III-2-4			
60			III-2-5			
61			III-4-1	5	0,50	4,0
62			III-4-2			
63			III-4-3			
64			III-4-4			
65			III-4-5			
66	III-6-1	5	0,55	6,0		
67	III-6-2					
68	III-6-3					
69	III-6-4					
70	III-6-5					

Руйнування всіх дослідних без фібрового і з фібровим армуванням, незалежно від вмісту фібри та міцності бетону на стиск, мало

крихкий характер і відбувалося одночасно з утворенням першої нормальної тріщини.

Табл. 2. Результати експериментальних досліджень
Table 2 Results of experimental research

№ п/п	Марка зразку	Результати досліджень					
		Руйнівне навантаження, F_u , Н	Міцність бетону на розтяг при згині $f_{ct,u}$, МПа	Міцність бетону на розтяг при згині, приведена до базового зразка $f_{ct,u,b}$, МПа		Міцність бетону на осьовий розтяг $f_{ct,f}$, МПа	
				зразок	середнє	зразок	середнє
1	2	3	4	4	6	7	8
1	I-0-1	11191	3,36	3,09		1,70	
2	I-0-2	10198	3,06	2,81		1,55	
3	I-0-3	11589	3,48	3,20	2,98	1,76	1,64
4	I-0-4	9867	2,96	2,72		1,50	
5	I-0-5	11191	3,36	3,09		1,70	
6	I-2-1	10728	3,22	2,96		1,63	
7	I-2-2	10397	3,12	2,87		1,58	
8	I-2-3	12847	3,85	3,55	3,26	1,95	1,79
9	I-2-4	12118	3,64	3,34		1,84	
10	I-2-5	12913	3,87	3,56		1,96	
11	I-4-1	8609	2,58	2,38		1,31	
12	I-4-2	12516	3,75	3,45		1,90	
13	I-4-3	11191	3,36	3,09	3,02	1,70	1,66
14	I-4-4	10993	3,30	3,03		1,67	
15	I-4-5	11324	3,40	3,13		1,72	
16	I-6-1	13840	4,15	3,82		2,10	
17	I-6-2	10529	3,16	2,91		1,60	
18	I-6-3	12516	3,75	3,45	3,41	1,90	1,88
19	I-6-4	13443	4,03	3,71		2,04	
20	I-6-5	11522	3,46	3,18		1,75	
21	I-8-1	12913	3,87	3,56		1,96	
22	I-8-2	16621	4,99	4,59		2,52	
23	I-8-3	16025	4,81	4,42	3,96	2,43	2,18
24	I-8-4	12449	3,73	3,44		1,89	
25	I-8-5	13708	4,11	3,78		2,08	
26	II-0-1	11870	3,56	3,28		1,80	
27	II-0-2	13930	4,18	3,84		2,11	
28	II-0-3	12361	3,71	3,41	3,31	1,88	1,82
29	II-0-4	10399	3,12	2,87		1,58	
30	II-0-5	11380	3,41	3,14		1,73	
31	II-2-1	15032	4,51	4,15		2,28	
32	II-2-2	15363	4,61	4,24		2,33	
33	II-2-3	15826	4,75	4,37	3,95	2,40	2,17
34	II-2-4	12251	3,68	3,38		1,86	
35	II-2-5	13045	3,91	3,60		1,98	

продовження таблиці 2
continuation of table 2

1	2	3	4	5	6	7	8
36	II-4-1	12185	3,66	3,36		1,85	
37	II-4-2	13708	4,11	3,78		2,08	
38	II-4-3	15231	4,57	4,20	3,65	2,31	2,01
39	II-4-4	13509	4,05	3,73		2,05	
40	II-4-5	11522	3,46	3,18		1,75	
41	II-6-1	14911	4,47	4,12		2,26	
42	II-6-2	14171	4,25	3,91		2,15	
43	II-6-3	13045	3,91	3,60	3,84	1,98	2,11
44	II-6-4	13244	3,97	3,66		2,01	
45	II-6-5	14171	4,25	3,91		2,15	
46	II-8-1	14767	4,43	4,08		2,24	
47	II-8-2	13840	4,15	3,82		2,10	
48	II-8-3	13045	3,91	3,60	3,86	1,98	2,12
49	II-8-4	16687	5,01	4,61		2,53	
50	II-8-5	11522	3,46	3,18		1,75	
51	III-0-1	11589	3,48	3,20		1,76	
52	III-0-2	14171	4,25	3,91		2,15	
53	III-0-3	10860	3,26	3,00	3,53	1,65	1,94
54	III-0-4	14833	4,45	4,09		2,25	
55	III-0-5	12516	3,75	3,45		1,90	
56	III-2-1	17813	5,34	4,92		2,70	
57	III-2-2	11853	3,56	3,27		1,80	
58	III-2-3	16820	5,05	4,64	4,04	2,55	2,22
59	III-2-4	16224	4,87	4,48		2,46	
60	III-2-5	10529	3,16	2,91		1,60	
61	III-4-1	15495	4,65	4,28		2,35	
62	III-4-2	11853	3,56	3,27		1,80	
63	III-4-3	14966	4,49	4,13	3,69	2,27	2,10
64	III-4-4	14701	4,41	4,06		2,23	
65	III-4-5	12317	3,70	3,40		1,87	
66	III-6-1	13045	3,91	3,60		1,98	
67	III-6-2	13641	4,09	3,76		2,07	
68	III-6-3	13310	3,99	3,67	4,09	2,02	2,20
69	III-6-4	17548	5,26	4,84		2,66	
70	III-6-5	14767	4,43	4,08		2,24	

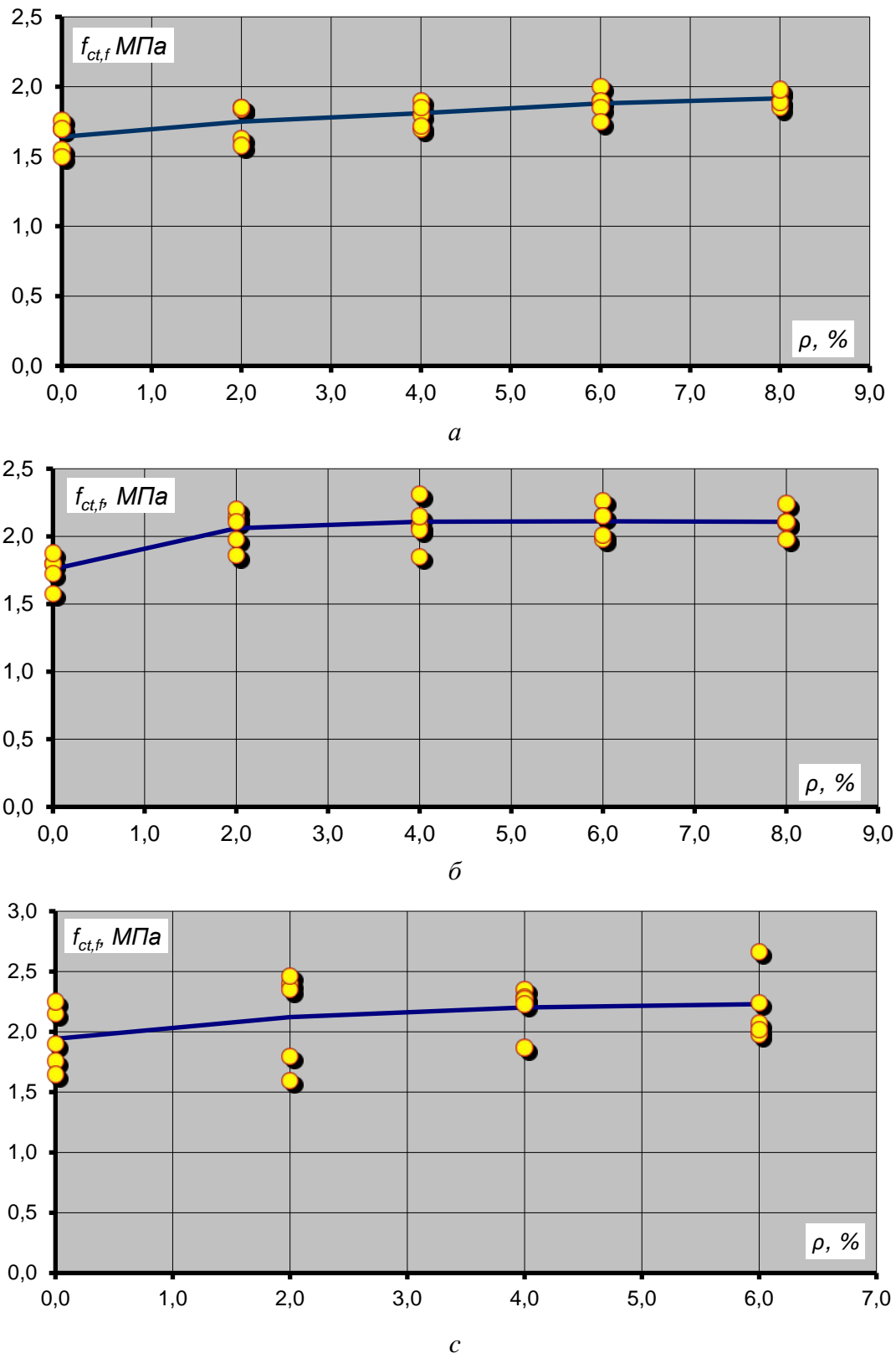


Рис. 2. Залежність міцності бетону на осьовий розтяг від відсотку армування базальтовою фіброю і класу бетону: а – C20/25; б - C25/30; с – C30/35

Fig. 2. Dependence of concrete strength on axial tension on the percentage of basalt fiber reinforcement and the class of concrete: a – C20/25; b - C25/30; c – C30/35

Результати проведених експериментальних досліджень наведені на рис.2-4 у вигляді залежності міцності бетону на осьовий розтяг від відсотку армування базальтовою фіброю і класу бетону (рис.2), залежності середніх значень міцності

бетону на осьовий розтяг від відсотку армування базальтовою фіброю і класу бетону (рис.3), залежності відносного значення міцності бетону на осьовий розтяг від відсотку армування базальтовою фіброю і класу бетону (рис.4).

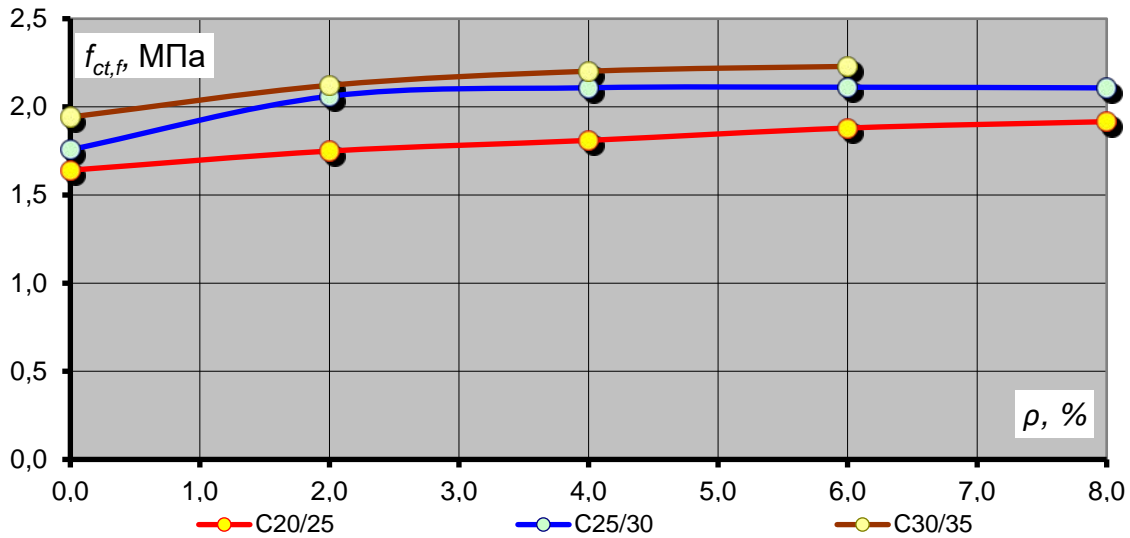


Рис. 3. Залежність середніх значень міцності бетону на осьовий розтяг від відсотку армування базальтовою фіброю і класу бетону

Fig. 3. Dependence of the medium values of the axial tensile strength of concrete on the percentage of basalt fiber reinforcement and the class of concrete

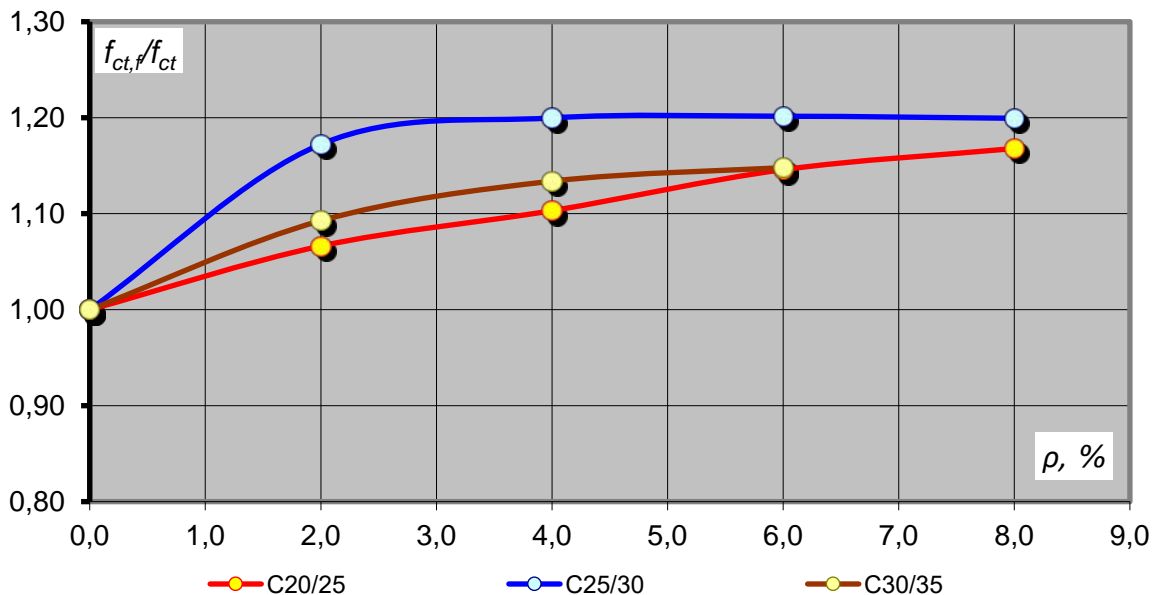


Рис. 4. Залежності відносного (у порівнянні з бетоном без армування) значення міцності бетону на осьовий розтяг від відсотку армування базальтовою фіброю і класу бетону

Fig. 4. Dependencies of the relative (compared to concrete without reinforcement) axial tensile strength of concrete on the percentage of basalt fiber reinforcement and the class of concrete

ВИСНОВКИ ТА ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Узагальнення, систематизація і аналіз результатів проведених експериментальних досліджень дозволяють зробити такі основні висновки.

Армування фіброю з базальтового ровінгу призводить до збільшення міцності бетону на осьовий розтяг (рис.2, табл.2). Так, для бетону класу С20/25 міцність на розтяг при відсотках армування в діапазоні 2,0...8,0% збільшилася з 1,64 до 2,18 МПа (табл.2), класу С25/30 – з 1,82 до 1,17 МПа (табл.2), для бетону класу С30/35 при відсотках армування в діапазоні 2,0...6,0% - з 2,12 до 2,22 МПа (табл.2).

При цьому, найбільш інтенсивне зростання міцності на розтяг мало місце при збільшенні відсотку армування в межах 2,0...4,0% (рис.3). При відсотках армування у межах 6,0...8,0% це зростання припиняється (рис.3), що свідчить про те, що найбільш ефективним є фіброве армування у межах 2,0...4,0% незалежно від класу бетону на міцність при стиску.

За інших рівних умов, зростання міцності бетону на осьовий розтяг при збільшенні відсотку фібрового армування в межах 2,0...8,0% складає 15...20% у порівнянні з бетоном без армування (рис.4).

Отримані експериментальні дані в цілому кореспондують з результатами [15] і потребують проведення подальших експериментальних досліджень з метою накопичення відповідних даних достатніх для отримання теоретичної залежності міцності бетону на розтяг при армуванні базальтовою фіброю з ровінгу від довжини фібри, відсотку армування і класу бетону за міцністю на стиск.

ЛІТЕРАТУРА

1. ДСТУ Б.В.2.6-145:2010. Захист бетонних і залізобетонних конструкцій від корозії. Загальні технічні умови. – *Мінрегіонбуд України. Київ, 2010. 52с.*
2. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – *Мінрегіонбуд України. Київ, 2011. 71с.*
3. ДСТУ Б.В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування – *Мінрегіонбуд України. Київ, 2011. 166с.*
4. **FIB Bulletin 40:** FRP reinforcement in RC structures. // *International Federation for Structural Concrete 2007. - 160 p.*
5. **Bond of non-metallic reinforcement** // *Bond of reinforcement in concrete. State-of-art report prepared by Task Group Bond Models. fib. – Aug 2000. – pp. 315–394.*
6. **Wang Z., Goto Y., Joh O.** Bond Strength of Various Types of Fiber Reinforced Plastic Rods // *Proceedings, 4th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures. SP 188-93. – 1999. – pp.1117-1130.*
7. **Micelli F., Nanni A., La Tegola A.** Effects of Conditioning Environments on GFRP Bars // *22nd SAMPE Europe International Conference, CNIT Paris, 2001. – pp. 1–13.*
8. **Климов Ю.А., Солдатченко А.С.** Експериментальні дослідження міцності та жорсткості згинальних елементів армованих композитною неметалевою арматурою // *Містобудування та територіальне планування, Науково-технічний збірник – Київ, КНУБА, 2010-Випуск 38. С. 203-210.*
9. **Климов Ю.А.** Експериментальні дослідження міцності стиснутих бетонних елементів з композитною стержневою арматурою. // *International periodic scientific journal, Modern Engineering and Innovative technologies, Issue №31, Part 1, February 2024, pp.117-121.*
10. **ACI 440.1R-15** - Guide for the design and construction of concrete reinforced with FRP bars – *ACI Committee 440, American Concrete Institute (ACI). -83p.*
11. **CAN/CSA-S806-16(R2021)** Design and Construction of Building Components with Fibre Reinforced Polymers – *Canadian Standards Association, Toronto, Ontario, Canada, 2021, 201p.*
12. **CNR-DT 203/2006.** Guide for the design and construction of concrete structures reinforced with fiber-reinforced polymer bars – *Rome, 2006- 35p.*
13. ДСТУ-Н Б.В.2.6-185:2012 Настанова з проектування бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою на основі базальто-і склоровінгу. – *Мінрегіонбуд України. Київ, 2012. 28с.*
14. **CNR-DT 204/2006.** Guide for the design and construction of fiber-reinforced concrete structures. – *Rome-CNR November 2007- 55p.*

15. **Klymov Y., Smorkalov D.** Experimental Research of Bending Tensile Strength of Concrete Reinforced with Basalt Fibers // *International Scientific Session on Applied Mechanics XIAIP Conf. Proc.* 2949, p.020013-1–020013-8.
16. **Wang, J., Ma, Y., Zhang, Y., Chen, W.** Experimental research and analysis on mechanical properties of chopped Basalt fiber reinforced concrete // *Gongcheng Lixue Engineering Mechanics*, 2014, 31 (SUPPL), pp. 99–102.
17. **Chaohua Jiang, Ke Fan, Fei Wu, Da Chen .** Experimental study on the mechanical properties and microstructure of chopped basalt fibre reinforced. Concrete // *Materials and Design*. – 2014. – № 58. – pp. 187–192.
18. **Francis Luther King** Basalt Fiber: An Ancient Material for Innovative and Modern Application // *Middle-East Journal of Scientific Research* 22 (2,) pp.308-312.
19. **Zhongyu Lu, Guijun Xian, Hui Li** Experimental Study on the Mechanical Properties of Basalt Fibres and Pultruded Bfrp Plates at Elevated Temperatures // *Polymers and Polymer Composites, Volume 23 Issue 5, November 2015*, pp.277-284.
20. **Ксеншкевич Л. Н., Барабаш И. В., Даниленко А. В.** Вплив базальтової фібри на міцність цементного каменю // *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 2011. №31. С. 163–167.
21. **Abdulahdi M.** A comparative study of basalt and polypropylene fibers reinforced concrete on compressive and tensile behavior // *International Journal of Engineering Trends and Technology (IJETT)*. 2014. Vol. 9. №6. pp. 295–300.
22. **Elshekh A. E. A., Shafiq N., Nuruddin M. F., Fathi A.** Evaluation the effectiveness of chopped basalt fiber on the properties of high strength concrete // *Journal of Applied Sciences*. 2014. Vol. 14. N 10. pp.1073–1077.
23. **Salih, A. F. M., Shafiq, N., Nuruddin, M.F., Elheber, A., Memon, F. A.** Comparison of the effects of different fibers on the properties of self-compacting concrete // *Research Journal of Applied Sciences, Engineering and Technology*, (2014), 7 (16), pp. 3332–3341.
24. **Dong, J.** Mechanical properties of basalt fiber reinforced concrete at low cycle impact // *Applied Mechanics and Materials*, (2012), 174–177, pp. 1524–1527.
25. **Новицкий А.Г., Ефремов М.В.** Аспекти застосування базальтової фібри для армування бетону // *Науково-технічний збірник «Будівельні матеріали, виробы та санітарна техніка»*. Київ. 2010. Вип. 36. С. 22–26.
26. **Деревянко В. Н., Саламаха Л. В.** Дисперсно армовані бетони для влаштування підлог // *Будівельні конструкції «Сучасні технології бетону»*, 2009. №72. С. 488–492.
27. **Коваль П. М., Бабяк І. П., Гримак О. Я.** Дослідження впливу базальтової фібри на властивості бетону для транспортного будівництва. // *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 2011. №22. С. 93–100.
28. **Толмачов С. М., Беліченко О. А., Дорошенко М. А., Покуса Ю. П.** Порівняльна характеристика застосування поліпропіленової і базальтової фібри у дорожніх бетонах // *Механіка та математичні методи IV*, №2, 2022, С. 65-74.
29. **ДСТУ Б В.2.7-214:2009** Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками – *Мінрегіонбуд України*. Київ, 2009. 43с.

REFERENCES

1. **DSTU-N B.V.2.6-145:20110.** Zakhyst betonnykh i zalizobetonnykh konstrukttsii vid korozii. Zahalni tekhnichni umovy. – *Minrehionbud Ukrainy*. Kyiv, 2010. 52s.
2. **DBN B.2.6-98-2009/** Konstrukttsii budynkiv i sporud. Betonni ta zalizobetonni konstrukttsii. Osnovni polozhennia. – *Minrehionbud Ukrainy*. Kyiv, 2011. 71s.
3. **DSTU B.V.2.6-156:2010.** Betonni ta zalizobetonni konstrukttsii z vazhkohto betonu. Pravyly proektuvannia – *Minrehionbud Ukrainy*. Kyiv, 2011. 166s.
4. **FIB Bulletin 40:** FRP reinforcement in RC structures. // *International Federation for Structural Concrete* 2007. – 160p.
5. **Bond of non-metallic reinforcement** // *Bond of reinforcement in concrete. State-of-art report prepared by Task Group Bond Models. fib*. – Aug 2000. – pp. 315–394.
6. **Wang Z., Goto Y., Joh O.** Bond Strength of Various Types of Fiber Reinforced Plastic Rods // *Proceedings, 4th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures. SP 188-93*. – 1999. – pp.1117-1130.
7. **Micelli F., Nanni A., La Tegola A.** Effects of Conditioning Environments on GFRP Bars // *22nd SAMPE Europe International Conference, CNIT Paris*, 2001. – pp. 1–13.
8. **Klymov Y.A., Soldatchenko A.S**

- Експериментальні дослідження мitsности та зhorstkosti zghynalnykh elementiv armovanykh kompozytnoiu nemetalevoiu armaturoiu // *Mistobuduvannia ta terytorialne planuvannia, Naukovo-tekhnichnyi zbirnyk – Kyiv, KNUBA, 2010- Vypusk 38. S. 203-210.*
9. **Klymov Y.A.** Експериментальні дослідження мitsности стysnutykh betonnykh elementiv z kompozytnoiu sterzhnevoiu armaturoiu // *International periodic scientific journal, Modern Engineering and Innovative technologies, Issue №31, Part 1, February 2024, pp.117-121.*
 10. **ACI 440.1R-15** - Guide for the design and construction of concrete reinforced with FRP bars – *ACI Committee 440, American Concrete Institute (ACI). -83p.*
 11. **CAN/CSA-S806-16(R2021)** Design and Construction of Building Components with Fibre Reinforced Polymers – *Canadian Standards Association, Toronto, Ontario, Canada, 2021, 201p.*
 12. **CNR-DT 203/2006.** Guide for the design and construction of concrete structures reinforced with fiber-reinforced polymer bars. – *Rome, 2006- 35p.*
 13. **DSTU-N B.V.2.6-185:2012** Nastanova z proektuvannia betonnykh konstruksii z nemetalevoiu kompozytnoiu armaturoiu na osnovi bazalto-i sklorovinu. – *Minrehionbud Ukrainy. Kyiv, 2012. 28s.*
 14. **CNR-DT 204/2006.** Guide for the design and construction of fiber-reinforced concrete structures. – *Rome-CNR November 2007- 55p.*
 15. **Klymov Y., Smorkalov D.** Experimental Research of Bending Tensile Strength of Concrete Reinforced with Basalt Fibers // *International Scientific Session on Applied Mechanics XIAIP Conf. Proc. 2949, pp.020013-1–020013-8.*
 16. **Wang, J., Ma, Y., Zhang, Y., Chen, W.** Experimental research and analysis on mechanical properties of chopped Basalt fiber reinforced concrete // *Gongcheng Lixue Engineering Mechanics, 2014, 31 (SUPPL), pp. 99–102.*
 17. **Chaohua Jiang, Ke Fan, Fei Wu, Da Chen.** Experimental study on the mechanical properties and microstructure of chopped basalt fibre reinforced. Concrete // *Materials and Design. – 2014. – № 58. – pp. 187–192.*
 18. **Francis Luther King** Basalt Fiber: An Ancient Material for Innovative and Modern Application // *Middle-East Journal of Scientific Research 22 (2,) pp.308-312.*
 19. **Zhongyu Lu, Guijun Xian, Hui Li** Experimental Study on the Mechanical Properties of Basalt Fibres and Pultruded Bfrp Plates at Elevated Temperatures // *Polymers and Polymer Composites, Volume 23 Issue 5, November 2015, pp.277-284.*
 20. **Ksenshkevych L.N., Barabash Y.V., Danylenko A. V.** Vplyv bazaltovoi fibry na mitsnist tsementnoho kameniu // *Resursoekonomni materialy, konstruksii, budivli ta sporudy, 2011. №31. S. 163–167.*
 21. **Abdulhadi M.** A comparative study of basalt and polypropylene fibers reinforced concrete on compressive and tensile behavior // *International Journal of Engineering Trends and Technology (IJETT). 2014. Vol. 9. №6. pp. 295–300.*
 22. **Elshekh A. E. A., Shafiq N., Nuruddin M. F., Fathi A.** Evaluation the effectiveness of chopped basalt fiber on the properties of high strength concrete // *Journal of Applied Sciences. 2014. Vol. 14. N 10. pp.1073–1077.*
 23. **Salih, A. F. M., Shafiq, N., Nuruddin, M.F., Elheber, A., Memon, F. A.** Comparison of the ef-fects of different fibers on the properties of self-compacting concrete // *Research Journal of Applied Sciences, Engineering and Technology, (2014) 7 (16), pp. 3332–3341.*
 24. **Dong, J.** Mechanical properties of basalt fiber reinforced concrete at low cycle impact // *Applied Mechanics and Materials, (2012), 174–177, pp. 1524–1527.*
 25. **Novytskyi A.H., Efremov M.V.** Aspekty zastosuvannia bazaltovoi fibry dlia armuvannia betonu. // *Naukovo-tekhnichnyi zbirnyk «Budivelni materialy, vyroby ta sanitarna tekhnika». Kyiv. 2010. Vyp. 36. S. 22–26.*
 26. **Derevianko V. N., Salamakha L. V.** Dyspersno armovani betony dlia vlashtuvannia pidloh // *Budivelni konstruksii «Suchasni tekhnologii betonu», 2009. №72. S. 488–492.*
 27. **Koval P. M., Babiak I. P., Hrymak O. Ya.** Doslidzhennia vplyvu bazaltovoi fibry na vlastyvosti betonu dlia transportnoho budivnytstva. *Resursoekonomni materialy, konstruksii, budivli ta sporudy, 2011. №22. S. 93–100.*
 28. **Tolmachov S. M., Bielichenko O. A., Doroshenko M. A., Pokusa Yu. P.** Porivnialna kharakterystyka zastosuvannia polipropilenovoi i bazaltovoi fibry u dorozhnikh betonakh // *Mekhanika ta matematychni metody IV, №2, 2022, St. 65-74.*
 29. **DSTU B V.2.7-214:2009.** Budivelni materialy. Betony. Metody vyznachennia mitsnosti za kontrolnymy zrazkamy – *Minrehionbud Ukrainy. Kyiv, 2009. 43s 2009. – 43s.*

EXPERIMENTAL RESEARCH OF THE TENSILE STRENGTH OF CONCRETE REINFORCED WITH BASALT FIBER

Yulii KLYMOV

Summary. Non-metallic composite fittings are increasingly used in modern construction due to their high mechanical characteristics, corrosion resistance, durability in concrete and aggressive external environments, and other properties. At the same time, usually, non-metallic composite reinforcement is used in the form of rods with the main supporting element in the form of basalt, glass, aramid or roving made of other materials, which is thin fibers with a diameter of 7...20 mm

The specified roving, as an element of reinforcement of concrete structures, will be used in the form of fiber to a much lesser extent, although it is a real alternative to traditional steel fiber with all the advantages of fiber reinforcement, to which corrosion resistance is also added. The current situation is explained by the limited number of experimental and theoretical studies of non-metallic fiber reinforcement, in particular, tensile strength, which is one of the main advantages of fiber reinforcement of concrete.

This article presents the results of experimental studies of the tensile strength of concrete reinforced with fiber from basalt roving with a diameter of 16 μm and a length of 24 mm, which included bending tensile tests of three series of concrete samples with a strength class of compression, respectively, C20/25, C25/30, C30/35 and percentage of fiber reinforcement within 2.0...8%.

As a result of the conducted research, it was established that the fiber reinforcement from the base-board roving leads to an increase in the axial tensile strength of concrete. At the same time, the most intensive increase in tensile strength took place when the percentage of reinforcement was increased in the range of 2.0...4.0%. With a further increase in the percentage of reinforcement in the range of 6.0...8.0%, this growth stopped, which indicates that fiber reinforcement in the range of 2.0...4.0% is the most effective, regardless of the class of concrete in terms of compressive strength.

Other things being equal, the increase in axial tensile strength of concrete with an increase in the percentage of fiber reinforcement within the limits of 2.0...8.0% is 15...20% compared to concrete without reinforcement.

Keywords: basalt fiber; roving; concrete; strength; tension.

Стаття надійшла до редакції 15.08.2024

..

АНАЛІЗ ІСНУЮЧИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ДЕРЕВИНИ НА УДАРНІ ТА БАЛІСТИЧНІ НАВАНТАЖЕННЯ

Денис МИХАЙЛОВСЬКИЙ¹, Олег КОМАР²

^{1,2}Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037

¹ mykhailovskyi.dv@knuba.edu.ua, <https://orcid.org/0000-0003-3151-8630>

² komar_oa-2023@knuba.edu.ua, <http://orcid.org/0009-0004-4507-9178>

Анотація. Деревина є одним з найстаріших будівельних матеріалів. Проте з настанням промислової революції металеві та залізобетонні конструкції майже повністю витіснили деревину з ринку основних будівельних матеріалів. В той же час деревину широко використовують при виготовленні меблів, оздоблення, підлог, допоміжних конструкцій та інше, і це стосується всіх сфер людського життя і побуту. Окрему нішу займає деревина як матеріал фортифікаційних споруд, як найбільш доступний.

Дослідження балістичних характеристик деревини найбільш актуальні в криміналістиці, через факт того, що кулі випущені в міських умовах дуже часто, потрапляють в дерев'яні предмети [1].

Війна розв'язана російською федерацією в Україні змушує інженерів шукати найбільш раціональні матеріали для спорудження будівель як цивільного так і військового призначення. І в даному випадку деревина може бути конкурентно-спроможним матеріалом поряд з бетоном та сталлю, з огляду на доволі хорошу здатність деревини поглинати енергію.

Певні види деревини вважаються ударостійкими, так бук використовується для виготовлення головок молотків [3]. Окрім суцільної деревини існує досить велика кількість матеріалів на основі деревини, таких як: клеєна деревина, поперечно-клеєна деревина, брус з клеєного шпону та багато інших.

Дані матеріали вже широко використовуються при зведенні як малоповерхових та багатоповерхових будівель. Властивості даних матеріалів на сприйняття вертикальних та горизонтальних навантажень активно досліджуються починаючи з 60-х років минулого століття. Проте характеристики на ударну міцність та балістичні властивості даних матеріалів майже не дослідженні.



Денис МИХАЙЛОВСЬКИЙ

професор кафедри металевих та дерев'яних конструкцій,
д.т.н., професор



Олег КОМАР

аспірант кафедри металевих та дерев'яних конструкцій

В цій роботі розглянуті питання стану сучасних досліджень балістичних властивостей деревини та матеріалів на її основі з перспективою подальших досліджень і використання в спорудах інженерного захисту.

Ключові слова: дерев'яні конструкції; захисні конструкції; фортифікаційні споруди; клеєна деревина; поперечно-клеєна деревина; брус з клеєного шпону; балістичні навантаження; ударні навантаження; рикошет.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

В XIX столітті Велика Британія витрачала великі кошти на будівництво військових дерев'яних кораблів, корпуси

яких повинні були витримувати удари від гарматних ядер, і для аналізу було зібрано велику кількість інформації про проникнення в деревину об'єктів з високою швидкістю [3]. Проте сталеві конструкції витіснили деревину з кораблебудування, а після появи залізобетону деревина втратила лідируючі позиції і в сфері будівельних конструкцій. З того часу дослідження деревини на ударні навантаження майже не проводились.

Окрім того в минулому столітті з'явився ряд нових матеріалів на основі деревини, таких як:

- клеєна деревина (далі – КД) – матеріал, який утворюється шляхом склеювання окремих дошок в досить великий масив (рис.1);

- поперечно-клеєна деревина (далі – ПКД) – відносно новий матеріал, який утворюється шляхом склеювання окремих дошок у взаємно-перпендикулярному напрямку в суміжних шарах, що дозволяє виготовляти масивні панелі різної товщини (рис.2). Завдяки своїм перевагам, (екологічність, відносно невелика вага в порівнянні з бетоном і сталлю, сейсмічна стійкість та інше) утворює конкуренцію для поширених будівельних конструкцій;

- брус з клеєного шпону або LVL – брус – являє собою конструкційний матеріал,

вироблений методом склеювання так званого лущеного шпону (рис. 3). LVL-брус був розроблений в США ще в 1935 році, а широке застосування отримав в 60-их роках минулого сторіччя.

- МДФ плита – це деревноволокниста плита середньої щільності, яка виготовляється з дуже дрібної тирси деревини, дрібнішою за ту, що використовують для виробництва дерево-стружкової плити (рис.4).

Вже давно відомо, що промислові матеріали з пористою структурою можуть досить добре поглинати енергію під час ударів, наприклад матеріали з піно-полістиролу використовуються для захисту матеріалів, що б'ються при транспортуванні. У більшості цих елементів енергія поглинається через згин клітинних стінок. Цілком логічно, що деревина, через свою пористу структуру поводитися подібно до даних матеріалів [4,8].

Мета цієї роботи полягає в аналізі існуючих досліджень деревини та дерев'яних виробів на ударні та балістичні навантаження, що допоможе в подальшому розробити методику по розрахунку виробів і споруд в цілому з клеєної, поперечно-клеєної деревини та LVL – бруса на такі чи подібні навантаження.

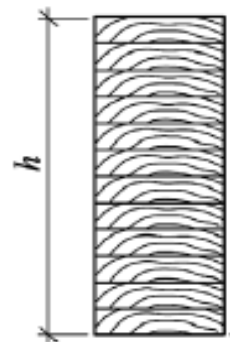
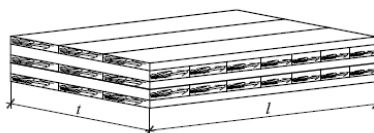


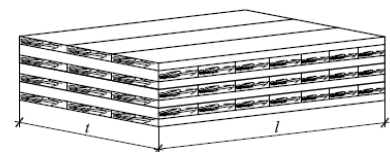
Рис 1. Переріз елемента з клеєної деревини
Fig. 1. Cross-section of a glued laminated timber element



3-х-шарова ПКД-панель



5-ти-шарова ПКД-панель



7-ми-шарова ПКД-панель

Рис 2. Панелі з поперечно-клеєної деревини

Fig. 2. Cross-laminated timber panels

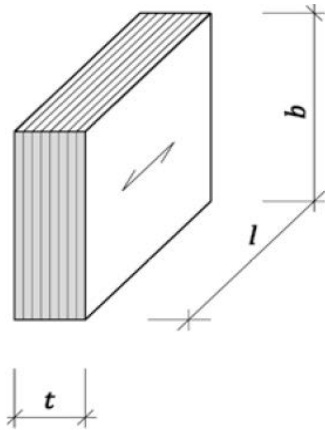


Рис 3. LVL брус
Fig. 3. LVL beam



Рис4. МДФ плита
Fig. 4. MDF plate

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Розглянемо основні опубліковані роботи пов'язані з тематикою нашого дослідження.

В роботі David G. Hepworth, J. F. V. Vincent, G. Stringer і G. JERONIMIDIS [4] розглянуте питання щодо роботи дерев'яних конструкцій на стиск та ударне навантаження.

В рамках цієї публікації авторами проводились мікроскопічні дослідження взаємозв'язку між показниками щільності та її ударостійкості хвойних та листяних порід цільної деревини. Основні показники щільності деревини та вологості наведено в табл. 1. Як видно з рис. 5 відслідковується чіткий зв'язок між ударостійкістю і щільністю хвойних порід (чим більша щільність тим більше максимальне навантаження витримує деревина). Однак енергія, поглинена в точці максимального навантаження (і на початку руйнування зразка), є різною для трьох листяних порід деревини однакової щільності; бук і гікорі поглинають приблизно однакову кількість енергії, тоді як дуб поглинає набагато менше. Також як ми бачимо, листяні породи деревини витримують значно більше ударне навантаження та поглинають значно більше енергії ніж хвойні. Дані явища пов'язані з будовою деревини: хвойна деревина в основному складається з трахеїдних клітин (30-50 мкм в поперечнику); листяна деревина має менші клітинні волокна, а також містить судини (50-500 г у поперечнику).

Табл. 1. Щільність і вміст води в різних породах деревини, що використовувались для випробувань на ударні навантаження [3]

Table 1. Density and moisture content of different wood species used for impact tests

Тип деревини	Щільність при 22°C і відносній вологості 60%. (кг/м ³)	Вміст води при 22°C і відносній вологості 60% (% сухої ваги)
Білий дуб	692	11,3
Бук	700	11,8
Карія (Гікорі)	687	13,9
Ялина 1	393	15,1
Ялина 2	410	11,0

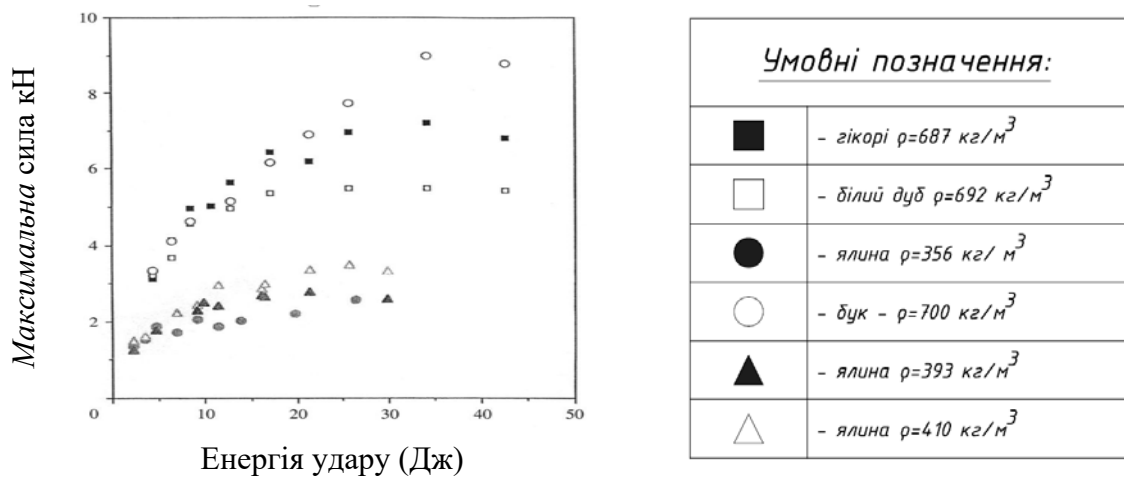


Рис 5. Максимальне навантаження, яке витримується під час ударів, нанесене на графік як функція енергії удару.

Fig. 5. Maximum load sustained during impacts plotted as a function of impact energy.

Як видно з рис. 5 відслідковується чіткий зв'язок між ударостійкістю і щільністю хвойних порід (чим більша щільність тим більше максимальне навантаження витримує деревина). Однак енергія, поглинена в точці максимального навантаження (і на початку руйнування зразка), є різною для трьох листяних порід деревини однакової щільності; бук і гікорі поглинають приблизно однакову кількість енергії, тоді як дуб поглинає набагато менше.

Також як ми бачимо, листяні породи деревини витримують значно більше ударне навантаження та поглинають значно більше енергії ніж хвойні. Дані явища пов'язані з будовою деревини: хвойна деревина в основному складається з трахеїдних клітин (30-

50 мкм в поперечнику); листяна деревина має менші клітинні волокна, а також містить судини (50-500 г у поперечнику).

В роботі Koene L., Broekhuis F.R. [1] розглянуте питання щодо роботи дерев'яних конструкцій на балістичні навантаження.

В роботі представлені результати експериментальних досліджень на пробивання деревини різних порід кулями калібром 9 мм. Породи деревини, що досліджувалась, та фізико-механічні властивості зразків наведено в табл. 2. Результати глибини проникнення кулі в деревину були перевірені за допомогою аналітичних моделей Понселе та Ейлера-Робінсона.

Табл. 2. Фізико-механічні властивості деревини, що досліджувались на пробиття
Table 2. Physico-mechanical properties of wood tested for penetration

Тип деревини	Виміряна щільність, кг/м ³	Межа міцності на розрив, МПа	Міцність на зсув, МПа	Твердість за шкалою Янка, Н
Дугласія тисолиста	519	2,3-130	9,4	2940
євро Сосна	510	2,9-102	7,5	2940
євро Дуб	862	3-109	11,5	6280
Мербау	744	-	12,4	6700-8670
Бангкірай	861	-	13,6	7300
Азобе (Лофіра)	1088	120-217	17,1	17000

Модель Понселе – згідно [1] це модель, згідно якої твердість матеріалу до перфорації може бути визначена за допомогою двох компонентів, а саме:

$$m_p = \frac{d_v}{d_t} = F = -\beta - \alpha \vartheta^2 \quad (1)$$

де: m_p — маса снаряда,

ϑ — швидкість снаряда в заданий момент часу t ,

β — параметр, в якому домінує міцність матеріалу,

α — внесок інерційних напружень.

Інтегрування рівняння 1 дає можливість визначити глибину проникнення як функцію початкової швидкості удару:

$$P = \frac{m_p}{2\alpha} l_n \left(1 + \frac{\alpha \vartheta_i^2}{\beta} \right). \quad (2)$$

Параметри α і β визначаються експериментально за даними проникнення. Модель Понселе використовувалася для опису проникнення в пісок і багато інших матеріалів.

Другою моделлю визначення глибини перфорації є модель Робінсона-Ейлера, згідно [1] глибина перфорації матеріалу визначається за формулою:

$$P = \frac{m_p \vartheta_i^2}{2\beta} \quad (3)$$

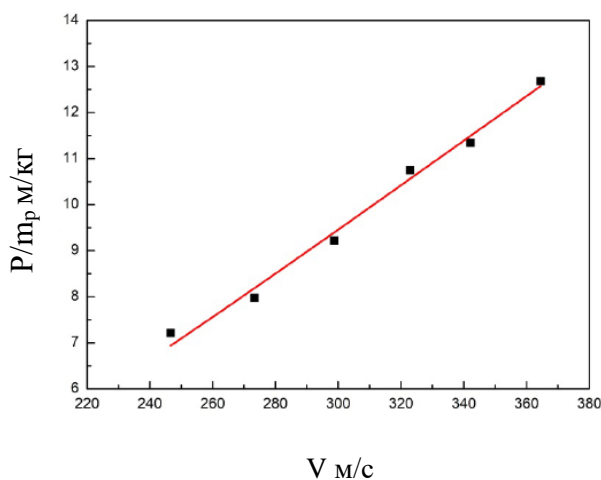


Рис. 6. Експериментальна глибина проникнення для MDF Premier.

Fig. 6. Experimental penetration depth for MDF Premier

В даній моделі сповільнення снаряду рахується постійним. Модель застосовується, наприклад, для удару загартованих сталевих стрижнів по алюмінієвих мішенях [1].

Після проведення випробування зразків та виконання аналітичних розрахунків було показано, що середня глибина пробиття зразків склала 135мм при швидкостях кулі 240-370 м/с.

Публікація Коене L., Broekhuis F.R. [3] також присвячена експериментальним дослідженням пробивання кулями калібром 9мм такого матеріалу деревоволокнистої плити середньої щільності.

Постріли виконувались з відстані 20м, швидкість кулі складала 240-360м/с. Результати пробиття деревоволокнистих плит показано на рис. 6, де показано глибину проникнення P , нормалізовану за масою снаряда m_p , у залежності від швидкості удару для MDF панелі. Лінія представляє підгонку до моделі Понселе.

Результати розрахунку були порівняні з моделлю Полонсе, яка значно краще описує пробиття кулями деревоволокнистої плити ніж модель Робінсона-Ейлера. При швидкості 240 м/с глибина пробиття складала 56 мм, при швидкості 360 м/с глибина пробиття складала 100,8мм.

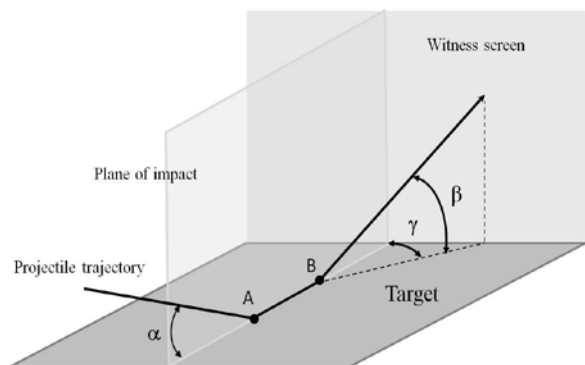


Рис 7. Траєкторія рикошетної кулі

Fig. 7. Trajectory of a ricocheting bullet

Дослідженню рикошетів снаряду присвячено роботу Коене L., Broekhuis F.R. [2]. В публікації детально розглянуто експериментальні дослідження рикошету від дерев'яних цілей з різними фізико-механічними властивостями куль калібру 7,65 мм. На рис. 3. показана траєкторія рикошетної кулі з кутом удару α , кутом рикошету β і кутом відхилення γ . Снаряд влучає в ціль у точці А і залишає ціль у точці В.

З отриманих результатів експерименту були зроблені наступні висновки:

Кут рикошету більший ніж кут удару, що є не типовою ситуацією для таких матеріалів як сталь чи залізобетон. Дана ситуація викликана тим, що всі дерев'яні мішені м'якші, ніж матеріал снаряда і мішень деформується під час удару й утворюється кратер. Це можливо тому, що всі дерев'яні мішені м'якші, ніж матеріал снаряда.

Отримані результати показують, що втрати енергії снаряда на рикошет складають не менше 70%. Ця значна кількість енергії втрачається під час деформації снаряда та матеріалу мішені, тобто утворення кратера, під час процесу рикошету.

Результати експерименту показують, що розташування волокон дерев'яного елемента, від якого відбувається рикошет, може мати значний вплив на кут відхилення рикошету. Проте з слів авторів, дане твердження потребує додаткових досліджень.

Дослідження пробиття деревини нормативно задокументованими є в США. Так в UFC 4-023-07 [9] товщина пробиття визначається за формулою [4]:

$$T_w = 9837 \left(\frac{g^{0.4113} m^{1.4897}}{\rho \left(\frac{\pi d^2}{4} \right)^{1.3596} H^{0.5414}} \right) \quad (4)$$

де T_w – максимальна товщина пробивання деревини снарядом, дюйм;

d – діаметр снаряду, дюйми;

m – маса снаряду, фунт;

V – швидкість снаряду, фут/с;

ρ – щільність деревини, фунт/фут³;

H – твердість деревини, фунт.

В метричних одиницях формула (4) набуває вигляду:

$$T_w = 0,64 \left(\frac{g^{0.4113} m^{1.4897}}{\rho \left(\frac{\pi d^2}{4} \right)^{1.3596} H^{0.5414}} \right) \quad (5)$$

де T_w – максимальна товщина пробивання деревини снарядом, м;

d – діаметр снаряду, м;

m – маса снаряду, кг;

V – швидкість снаряду, м/с;

ρ – щільність деревини, кг/м³;

H – твердість деревини, кг.

Густина і твердість деяких порід деревини вказана в табл.3.

Залишкова швидкість снаряду після пробиття дерев'яної цілі визначається за формулою:

$$g_r = g \left[1 - \left(\frac{t}{T_w} \right)^{0.5735} \right] \quad (6)$$

де t – фактична товщина мішені, м.

Надані формули наведені для суцільної деревини, проте вони ніяк не враховують багаточастотність елементів і можливість їх застосування для клеєної деревини та ПКД необхідно встановити як експериментально так і чисельно. В нормативній базі України дані про дослідження деревини на балістичні навантаження відсутні.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Після проведення огляду літератури по дослідженню дерев'яних конструкцій на ударні та балістичні навантаження можна зробити наступні висновки:

Дослідження балістичних властивостей деревини в світі проводяться в основному з точки зору криміналістики, вплив на будівельні конструкції, та зміна фізико-механічних характеристик та міцності дерев'яних матеріалів не проводиться;

Балістичні та ударні навантаження залежать від щільності та структури деревини. В Україні дослідження даних параметрів для деревини відсутні.

Табл. 3. Густина та твердість деревини згідно [9]
Table 3. Density and hardness of wood according to [9]

Тип деревини	Вологість деревини	Щільність деревини, фунт/фут ³	Твердість деревини, фунт
Сосна	Суха	23,5	9,4
	Волога	30	7,5
Клен	Сухий	35	11,5
	Вологий	40	12,4
Зелений дуб	Сухий	55	13,6
	Вологий	55	
Гікорі	Сухий	50	17,1
	Вологий	55	

Листяна деревина значно краще витримує ударні навантаження ніж хвойна, це пов'язано з більшою щільністю листяної деревини, та відміною в структурній будові;

В інженерній методиці пробиття деревини найбільш виділяються дві основні моделі:

- модель Понселе;
- модель Робінсона-Ейлера;

Проте дані моделі також потребують уточнення експериментальним шляхом параметрів для конкретної деревини, що досліджується, дані результати для лісів України не проводились.

Дослідження конструкцій з ПКД та LVL-брусу, які можуть буди несучими елементами для укриттів та споруд цивільного та військового захисту, на балістичні та ударні навантаження відсутні в Україні, та майже не проводяться в світі, що робить дані дослідження надзвичайно актуальним.

Дослідження деревини на ударні та балістичні навантаження на даному етапі, можливо лише з проведенням експериментальних досліджень, методики чисельного моделювання дерев'яних конструкцій на балістичні навантаження відсутні, і потребуються розробки.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Koene L., Broekhuis F.R. (2017)** Bullet penetration into wooden targets", *30th international symposium on ballistics Long Beach, CA, September 11–15; 1905-1916.* <https://doi.org/10.12783/ballistics2017/16976>
2. **Koene L., Hermsen R., & Brouwer S. D. (2013)** Projectile ricochet from wooden targets, *27th international symposium on ballistics freiburg, Germany, April 22–26, 2013; 1195-1205.* <https://doi.org/10.1111/1556-4029.13023>
3. **Koene L., Brouwer S. D. (2019)** Bullet penetration into medium density fibreboard targets, conference: *31st international symposium on ballistics, 2019 AT: Hyderabad, India, November 2019; 1363-1373* <https://doi.org/10.12783/ballistics2019/33172>
4. **David G. Hepworth, J. F. V. Vincent, G. Stringer & Jeronimidis G. (2002)** Variations in the morphology of wood structure can explain why hardwood species of similar density have very different resistances to impact and compressive loading, *The Royal Society 2002, 255-272.* <https://doi.org/10.1098/rsta.2001.09275>
5. **Михайловський Д. В. (2022)** Розрахунок панельних будинків з поперечно-клеєної деревини. *Монографія - К.: КНУБА, - 220 с.*
6. **Mykhaylovsky, D., & Komar, M. (2020).** Інженерна методика розрахунку елементів з клеєної деревини армованої композитною арматурою. *Будівельні конструкції. Теорія і практика, (7), 93–100.* <https://doi.org/10.32347/2522-4182.7.2020.93-100>
7. **Mykhailovskyi D. V., Skliarov I. O. (2023)** Methods of calculation and engineering protection of critical infrastructure objects and other strategic facilities against long-range projectiles / *Strength of materials and theory of structures: scientific and technical collection - Kyiv: KNUBA, - Issue 111. - P. 155-17.* <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2023.111.155-171>
8. **Михайловський Д. В. (2017)** Застосування

- деревини та деревинних матеріалів у будівництві / *Міжнародний інформаційно-технічний журнал Обладнання та інструмент для професіоналів (дерево-обробка)* - №4 / 199. - Харків, - С.40 – 44.
9. **U. S. Army Corps Of Engineers**, unified facilities criteria (ufc) 4-023-07 design to resist direct fire weapons effects, 2008.
 10. **Комар О. А., Михайловський Д. В.** Аналіз існуючих методик розрахунку поперечно-класної деревини на балістичні навантаження / *Conference proceedings International scientific-practical conference of young scientists Build-Master-Class 2024 (Тези доповідей міжнародної науково-практичної конференції молодих вчених, аспірантів і студентів)* // К.: KNUCA, 2024. – 568 p. P.201-202.
 11. **Report of the asce committee on the impactive and impulsive loads** / *proc. Of the second ascee conference “civil engineering and nuclear power”*. Vol. V. Knoxville, tennessee. Sept. 15-17, 1980.
 12. **Sliter g. E.** Assessment of empirical concrete impact formulas // *proc. Asce. 1980. Vol. 106, no. St5. P. 1023–1045.*
 13. **Buildings and infrastructure protection series** / *Preventing structures from collapsing to limit damage to adjacent structures and additional loss of life when explosives devices impact highly populated urban centers bips 05/June 2011 – 510 p.*
 14. **UFC 4-023-03** Design of buildings to resist progressive collapse / *USA, Department of Defense, 2009 – 245p.*
 15. **UFC 4-023-07** Unified facilities criteria. Design to resist direct fire weapons effects. Change 1 / *U.S. Army Corp Of Engineers, naval facilities engineering comand, air force civil engineer support agency, 2017 – 66 p.*
 16. **UFC 4-023-03** Design Of Buildings To Resist Progressive Collapse. Change 3 / *U.S. Army Corp Of Engineers, naval facilities engineering comand, air force civil engineer support agency, 2016 – 227 p.*
 17. **Hakan Hansson** Warhead penetration in concrete protective structures. *Licentiate thesis in civil and architectural engineering. Stockholm, Sweden 2011 ISSN 1103-4270 – 126 p. appendix – 47 p.*
 18. **Forss S.** The russian operational-tactical iskander missile system / *National defence university, department of strategic and defence studies; Series 4: working papers #42, Helsingki 2012 – 26 p.*
 19. **Harlin W. J., Cicci David A.** Ballistic missile trajectory prediction using a state transition matrix / *Applied Mathematics and Computation 188 (2007) pp.1832–1847*
 20. **Likely Shahed-136** U.A.S Technical report/ *FIT UK SECRET REL UKRAINE, - 10 p.*
 21. **Informational and analytical material on the use of unmanned aerial systems of the russian federation SHAHED-136 (“GERANIUM-2”), SHAHED-129 AND MOHAJER-6.** (Confirmed deputy head of the general staff of the armed forces of ukraine 09/29/2022) *Kyiv. Military Unit A4629. – 18 p.*
 22. **ДБН В.2.2-5** “Захисні споруди цивільного захисту” – *Міністерство розвитку громад, територій та інфраструктури України, Київ, 2023 – 123 с.*
 23. **UFC-3-340-02** Unified facilities criteria. Structures to resist the effects of accidental explosions. Change 2 / *U.S. Army Corp Of Engineers, naval facilities engineering comand, air force civil engineer support agency, 2014 – 1867 p*
 24. **International ammunition technical guidelines. Formulae for ammunition management.** *IATG 01.80. Third edition, UNODA, March 2021 – 43 p.*
 25. **ДБН В.1.2-14** «Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об’єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ.» - *Київ: Мінрегіонбуд України. 2009 – 24 с.*

REFERENCES

1. **Koene L., Broekhuis F.R. (2017)** Bullet penetration into wooden targets”, *30th international symposium on ballistics Long Beach, CA, September 11–15; 1905-1916.* <https://doi.org/10.12783/ballistics2017/16976>
2. **Koene L., Hermesen R., & Brouwer S. D. (2013)** Projectile ricochet from wooden targets, *27th international symposium on ballistics freiburg, Germany, April 22–26, 2013; 1195-1205.* <https://doi.org/10.1111/1556-4029.13023>
3. **Koene L., Brouwer S. D. (2019)** Bullet penetration into medium density fibreboard targets, conference: *31st international symposium on ballistics, 2019 AT: Hyderabad, India, November 2019; 1363-1373* <https://doi.org/10.12783/ballistics2019/33172>
4. **David G. Hepworth, J. F. V. Vincent, G. Stringer & Jeronimidis G. (2002)** Variations in

- the morphology of wood structure can explain why hardwood species of similar density have very different resistances to impact and compressive loading, *The Royal Society* 2002, 255-272.
<https://doi.org/10.1098/rsta.2001.09275>
5. **Mykhailovskyi D. V. (2022)** Rozrakhunok panelnykh budynkiv z poperechno-kleienoi derevyny. *Monohrafiia - K.: KNUBA*, - 220 s.
 6. **Mykhaylovsky, D., & Komar, M. (2020)**. Inzhenerna metodyka rozrakhunku elementiv z kleienoi derevyny armovanoi kompozytnoi armaturoiu. *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka*, (7), 93–100.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.7.2020.93-100>
 7. **Mykhailovskyi D. V., Skliarov I. O. (2023)** Methods of calculation and engineering protection of critical infrastructure objects and other strategic facilities against long-range projectiles / *Strength of materials and theory of structures: scientific and technical collection - Kyiv: KNUBA*, - Issue 111. - P. 155-17.
<https://doi.org/10.32347/2410-2547.2023.111.155-171>
 8. **Mykhailovskyi D. V. (2017)** Zastosuvannia derevyny ta derevynnykh materialiv u budivnytstvi / *Mizhnarodnyi informatsiino-tekhnichnyi zhurnal Obladnannia ta instrument dlia profesionaliv (derevoobrobka) - №4 / 199. Kharkiv*, S.40 – 44.
 9. **U. S. Army Corps Of Engineers**, unified facilities criteria (ufc) 4-023-07 design to resist direct fire weapons effects, 2008.
 10. **Komar O. A., Mykhailovskyi D. V.** Analiz isnuichykh metodyk rozrakhunku poperechno-kleienoi derevyny na balistychni navantazhennia / *Conference proceedings International scientific-practical conference of young scientists Build-Master-Class 2024 (Tezy dopovidei mizhnarodnoi naukovo-praktychnoi konferentsii molodykh vchenykh, aspirantiv i studentiv) // K.: KNUCA*, 2024. – 568 p. P.201-202.
 11. **Report of the asce committee on the impactful and impulsive loads** / *proc. Of the second asce conference “civil engineering and nuclear power”*. Vol. V. Knoxville, tennessee. Sept. 15-17, 1980.
 12. **Sliter g. E.** Assessment of empirical concrete impact formulas // *proc. Asce*. 1980. Vol. 106, no. St5. P. 1023–1045.
 13. **Buildings and infrastructure protection series** / *Preventing structures from collapsing to limit damage to adjacent structures and additional loss of life when explosives devices impact highly populated urban centers bips 05/June 2011 – 510 p.*
 14. **UFC 4-023-03** Design of buildings to resist progressive collapse / *USA, Department of Defense*, 2009 – 245p.
 15. **UFC 4-023-07** Unified facilities criteria. Design to resist direct fire weapons effects. Change 1 / *U.S. Army Corp Of Engineers, naval facilities engineering comand, air force civil engineer support agency*, 2017 – 66 p.
 16. **UFC 4-023-03** Design Of Buildings To Resist Progressive Collapse. Change 3 / *U.S. Army Corp Of Engineers, naval facilities engineering comand, air force civil engineer support agency*, 2016 – 227 p.
 17. **Hakan Hansson** Warhead penetration in concrete protective structures. *Licentiate thesis in civil and architectural engineering. Stockholm, Sweden 2011 ISSN 1103-4270 – 126 p. appendix – 47 p.*
 18. **Forss S.** The russian operational-tactical iskander missile system / *National defence university, department of strategic and defence studies; Series 4: working papers #42, Helsinki 2012 – 26 p.*
 19. **Harlin W. J., Cicci David A.** Ballistic missile trajectory prediction using a state transition matrix / *Applied Mathematics and Computation* 188 (2007) pp.1832–1847
 20. **Likely Shahed-136** U.A.S Technical report/ *FIT UK SECRET REL UKRAINE*, - 10 p.
 21. **Informational and analytical material on the use of unmanned aerial systems of the russian federation SHAHED-136 (“GERANIUN-2”), SHAHED-129 AND MOHAJER-6.** (Confirmed deputy head of the general staff of the armed forces of ukraine 09/29/2022) *Kyiv. Military Unit A4629. – 18 p.*
 22. **DBN V.2.2-5** “Zakhysni sporudy tsyvilnoho zakhystu” – *Ministerstvo rozvytku hromad, terytorii ta infrastruktury Ukrainy, Kyiv, 2023 – 123 s.*
 23. **UFC-3-340-02** Unified facilities criteria. Structures to resist the effects of accidental explosions. Change 2 / *U.S. Army Corp Of Engineers, naval facilities engineering comand, air force civil engineer support agency*, 2014 – 1867 p
 24. **International ammunition technical guidelines. Formulae for ammunition management.** *IATG 01.80. Third edition, UNODA, March 2021 – 43 p.*

25.**DBN V.1.2-14** "System for ensuring the reliability and safety of construction sites. General principles for ensuring the reliability and structural safety of buildings, structures, building structures and foundations." - Kyiv: Ministry of Regional Development of Ukraine. 2009 - 24 p.

ANALYSIS OF EXISTING STUDIES ON WOOD UNDER IMPACT AND BALLISTIC LOADS

*Denis MYKHAYLOVSKYI,
Oleh KOMAR*

Abstract. Wood is one of the oldest building materials. However, with the advent of the industrial revolution, metal and reinforced concrete structures have almost completely displaced wood from the market of basic building materials. At the same time, wood is widely used in the manufacture of furniture, decoration, floors, auxiliary structures, etc., and this applies to all spheres of human life and everyday life. A separate niche is occupied by wood as a material for fortifications, as the most accessible. Studies of the ballistic characteristics of wood are most relevant in forensics, due to the fact that bullets fired in urban conditions very often hit wooden objects [1].

The war unleashed by the Russian Federation in Ukraine forces engineers to look for the most rational materials for the construction of buildings for both civilian and military purposes. And in this case, wood can be a competitive material along with concrete and steel, given the fairly good ability of wood to absorb energy. Certain types of wood are considered impact-resistant, so beech is used for the manufacture of hammer heads [3]. In addition to solid wood, there are quite a large number of wood-based materials, such as: glued wood, cross-laminated timber, glued veneer lumber and many others. These materials are already widely used in the construction of both low-rise and multi-story buildings. The properties of these materials for the perception of vertical and horizontal loads have been actively studied since the 1960s. However, the characteristics of impact strength and ballistic properties of these materials have hardly been studied. This paper considers the state of modern research on the ballistic properties of wood and materials based on it with the prospect of further research and use in engineering protection structures.

Keywords: wooden structures; cross-laminated timber (CLT); LVL (Laminated Veneer Lumber); ballistic loads; impact loads; ricochet.

Стаття надійшла до редакції 5.10.2024 р.

РОЗРАХУНОК ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ НА ВОГНЕСТІЙКІСТЬ ЗА ТЕМПЕРАТУРНИМ РЕЖИМОМ ВУГЛЕВОДНЕВОЇ ПОЖЕЖІ

Олег ФЕСЕНКО¹, Віра КОЛЯКОВА², Леонід СКОРУК³, Любов АНДРІЙЧЕНКО⁴

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037

¹fesenko.oo@knuba.edu.ua, <https://orcid.org/0000-0001-8154-2239>

²koliakova.vm@knuba.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0001-6879-8520>

³skoruk.lm@knuba.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0002-7362-1348>

⁴andriichenko_lo-2022@knuba.edu.ua, <https://orcid.org/0009-0005-6274-494X>

Анотація. Об'єкти критичної інфраструктури України, зокрема об'єкти енергетики, часто стають ціллю терористичних атак військ Російської федерації. Такі об'єкти потребують улаштування інженерного захисту будівель, споруд та дахів. Руйнування та пошкодження будівельних конструкцій внаслідок вибухового впливу можуть супроводжуватися виникненням пожежі.

Пожежі на об'єктах критичної інфраструктури характеризуватися високою інтенсивністю. Температурний режим вуглеводневої пожежі відзначається стрімким підвищенням температури до 1100 °С у перші 5 хв після займання.

Розрахунок на вогнестійкість за температурним режимом вуглеводневої пожежі можливо виконувати тільки за допомогою уточнених методів. Табличні дані і спрощені методи можна застосувати лише для стандартного температурного режиму.

У цій статті наведено результати розрахунку монолітних залізобетонних стін, колон і плит на вогнестійкість за температурним режимом вуглеводневої пожежі. Конструкції для розрахунку на вогнестійкість були прийняті як такі, що є характерними для захисних споруд навколо об'єктів критичної енергетичної інфраструктури.

Розрахунок залізобетонних конструкцій на вогнестійкість за температурним режимом вуглеводневої пожежі було виконано із засто-



Олег ФЕСЕНКО

доцент кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій, к.т.н., доцент



Віра КОЛЯКОВА

доцент кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій, к.т.н., доцент



Леонід СКОРУК

доцент кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій, к.т.н., доцент



Любов АНДРІЙЧЕНКО

здобувачка ступеню вищої освіти бакалавр

суванням програмного комплексу ЛІРА-САПР Теплофізичний розрахунок конструкцій було виконано за умов, що моделюють вогневий вплив пожежі, яка розвивається за температурним режимом вуглеводневої пожежі: на стіни і плити – з однієї сторони, на колони – з чотирьох сторін. Тривалість вогневого впливу пожежі була

© О. ФЕСЕНКО, В. КОЛЯКОВА, Л. СКОРУК, Л. АНДРІЙЧЕНКО, 2024

прийнята відносно до нормованого класу вогнестійкості конструкцій.

Залишкову несучу здатність залізобетонних конструкцій після вогневого впливу за температурним режимом вуглеводневої пожежі було обчислено для їх приведеного перерізу. Міцність бетону та арматури конструкцій було прийнято з урахуванням їх зниження внаслідок вогневого впливу за температурним режимом вуглеводневої пожежі.

Ключові слова: вогнестійкість; об'єкти критичної енергетичної інфраструктури; повномасштабна військова агресія РФ проти України; температурний режим вуглеводневої пожежі; залізобетонні конструкції.

ВСТУП

Об'єкти критичної інфраструктури, зокрема об'єкти енергетики, часто стають ціллю терористичних атак для армії російської федерації. Згідно з бюлетнем Моніторингової місії ООН з прав людини в Україні за вересень 2024 року [1] у період з 22 березня до 31 серпня 2024 року війська Російської Федерації здійснили дев'ять хвиль далекобійних і добре скоординованих атак на енергетичну інфраструктуру України. Внаслідок цих атак було пошкоджено або зруйновано багато об'єктів генерації, передачі та розподілу електроенергії. Ці удари завдали шкоди цивільному населенню та ключовим системам критичної інфраструктури: електро- і водопостачанню, каналізації, опаленню, охороні здоров'я, освіті та економіці країни загалом.

За даними звіту Київської школи економіки [2] станом на травень 2024 року прямі збитки сектору електроенергетики внаслідок повномасштабної агресії РФ становили \$11,4 млрд.

За даними ресурсу Bellingcat [3] станом на 05 грудня 2024 року було зафіксовано понад 60 атак армії РФ на індустріальні, у т.ч. інфраструктурні та енергетичні об'єкти в Україні.

Шляхи для підвищення ефективності систем фізичного захисту об'єктів критичної інфраструктури від терористичних актів були запропоновані авторами публікації [4]

у 2021 році. Повномасштабна військова агресія російської федерації проти України створила нові виклики і загрози для об'єктів критичної інфраструктури, які стали потребувати улаштування інженерного захисту будівель, споруд та дахів. Різноманітні варіанти такого захисту були запропоновані у спеціально розроблених Методичних вказівках [5].

Рішення Ради національної безпеки і оборони України від 17 жовтня 2023 року зобов'язало забезпечити виконання робіт та заходів із належного інженерного та фізичного захисту (зокрема, щодо проти-дронного захисту, систем оповіщення, укриттів для персоналу, розміщення запасних / дублювальних пунктів управління у захищених місцях) об'єктів критичної інфраструктури, та їх відновлення у разі пошкодження [6].

Захист будівель і споруд об'єктів критичної енергетичної інфраструктури потребує розробки методик розрахунку та обґрунтування вимог до інженерного захисту від БпЛА типу баражуючий боеприпас [7, 8] та впливу вибухової ударної хвилі [9].

Руйнування та пошкодження будівельних конструкцій внаслідок вибухового впливу можуть супроводжуватися виникненням пожежі. Особливістю вогневого впливу пожежі на об'єктах критичної енергетичної інфраструктури, на відміну від об'єктів масового будівництва, є висока інтенсивність, яку може охарактеризувати температурний режим вуглеводневої пожежі.

Пожежна безпека будівель і споруд, зокрема в частині забезпечення вогнестійкості захисних будівельних конструкцій, є важливим елементом інженерного захисту об'єктів критичної енергетичної інфраструктури від наслідків прямого ураження або вибухової ударної хвилі.

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ПУБЛІКАЦІЙ

Підвищення пожежної небезпеки об'єктів критичної інфраструктури є глобальною проблемою, особливо в умовах посилення терористичних загроз та воєнних дій, через

застосуванням тяжкої та вибухової зброї [10].

Автори публікації [10] наголошували на негайній необхідності особливих заходів безпеки України, як для вугільних, оборонних та інших критично важливих об'єктів у зоні проведення АТО (станом на 2018 рік), так і для стратегічних об'єктів та інфраструктури по всій території країни.

Пожежі на об'єктах критичної інфраструктури, у т.ч. промислових і енергетичних, можуть характеризуватися високою інтенсивністю, зокрема через наявність вогнебезпечних і горючих речовин, таких як паливно-мастильні матеріали. Для підтвердження вогнестійкості будівельних конструкцій, що зазнають більш інтенсивного впливу, особливо за більш високої швидкості наростання температури, застосовують температурний режим вуглеводневої пожежі [11-14], що визначається залежністю:

$$T=1080 [1-0,325 e^{-0,167 t}-0,675 e^{-2,5 t}]+20, \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (1)$$

де T – температура газового середовища навколо конструкції, $^{\circ}\text{C}$,
 t – час, хв.

Температурний режим вуглеводневої пожежі характеризується стрімким підвищенням температури до $1100 \text{ }^{\circ}\text{C}$ у перші 5 хв після займання й тепловим потоком інтенсивністю $150\text{-}200 \text{ кВт/м}^2$ [10]. Крива вуглеводневого режиму пожежі також представляє можливий сценарій пожежі у паркінгах, тунелях і на нафто-хімічних підприємствах [15].

Для моделі температурного режиму вуглеводневої пожежі використовують відповідний коефіцієнт конвекційного теплообміну $\alpha_c=50 \text{ Вт/м}^2\text{К}$, відмінний від стандартного температурного режиму пожежі $\alpha_c=25 \text{ Вт/м}^2\text{К}$ [11-13]. Крива температурного режиму вуглеводневої пожежі, порівняно з кривою стандартного температурного режиму, наведена на рис. 1.

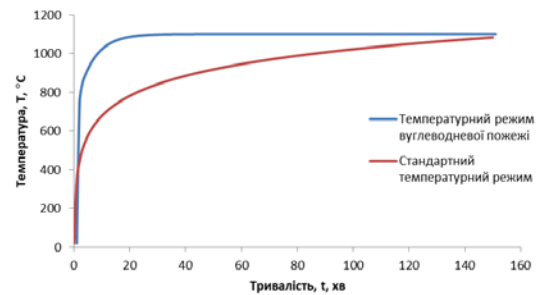


Рис. 1. Температурні режими пожежі: вуглеводневої, стандартний

Fig. 1. Fire curves: hydrocarbon, standard

Для розрахунку на вогнестійкість за температурним режимом вуглеводневої пожежі застосовують ті самі граничні стани (R, E, I), як і для стандартного температурного режиму, але посилання на цю криву ідентифікується літерами «НС» [16].

Наразі бракує результатів досліджень про вогнестійкість залізобетонних конструкцій за температурним режимом вуглеводневої пожежі [15]. Результати деяких таких досліджень стосувалися сталевих і сталезалізобетонних конструкцій мостів, які зазнають вогневого впливу за температурним режимом вуглеводневої пожежі [17, 18]. Таким чином, характеристики залізобетонних конструкцій за температурним режимом вуглеводневої пожежі недостатньо кількісно та якісно визначені та встановлені [14].

МЕТА ТА ЗАВДАННЯ ДОСЛІДЖЕННЯ

Метою цього дослідження є оцінка вогнестійкості залізобетонних конструкцій, що зазнають вогневого впливу за температурним режимом вуглеводневої пожежі.

Для досягнення поставленої мети було вирішено такі завдання:

1. Проаналізувати вимоги до вогнестійкості будівельних конструкцій за температурним режимом вуглеводневої пожежі;
2. Виконати теплофізичний розрахунок залізобетонних конструкцій за температурним режимом вуглеводневої пожежі;
3. Виконати статичний розрахунок залізобетонних конструкцій за температурним режимом вуглеводневої пожежі.

МАТЕРІАЛИ ТА МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕНЬ

Аналіз методів розрахунку і перевірки вогнестійкості залізобетонних конструкцій,

що наведені в ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2 [16], було проведено на предмет можливості їх застосування для температурного режиму вуглеводневої пожежі (див. Табл. 1).

Табл. 1. Зведена таблиця щодо методів перевірки та розрахунку вогнестійкості

Table 1. Summary table showing alternative methods of verification and design methods for fire resistance

Методи перевірки	Розрахункові методи		
	Табличні дані	Спрощені методи розрахунку	Уточнені моделі розрахунку
Аналіз окремої конструкції	ТАК - тільки для стандартного температурного режиму - дані можуть бути перероблені для інших температурних режимів пожежі	ТАК - стандартний та параметричний температурні режими; - температурні криві наведено тільки для стандартного температурного режиму; - моделі, що враховують зміну властивостей матеріалів, застосовують тільки для температурних режимів, аналогічних стандартному	ТАК Тільки основні положення
Аналіз частини конструктивної системи	НІ	ТАК - стандартний та параметричний температурні режими; - температурні криві наведено тільки для стандартного температурного режиму; - моделі, що враховують зміну властивостей матеріалів, застосовуються тільки для температурних режимів аналогічних стандартному	ТАК Тільки основні положення
Загальний аналіз конструктивної системи	НІ	НІ	ТАК Тільки основні положення

Згідно з ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2 [16] розрахунок на вогнестійкість за температурним режимом вуглеводневої пожежі можливо виконувати тільки за допомогою уточнених методів. Табличні дані і спрощені методи можна застосувати тільки для стандартного температурного режиму. Однак передбачено можливість модернізації цих методів для температурних режимів, відмінних від стандартного.

Щодо спрощених розрахункових методів – методу ізотерми 500°C і зонального методу, слід зауважити, що метод ізотерми 500°C може застосовуватися у тому числі і для температурного режиму вуглеводневої пожежі, тоді як зональний метод – лише для стандартного режиму пожежі. Таким чином,

метод ізотерми 500°C може бути використано для визначення залишкового приведенного перерізу залізобетонної конструкції, що зазнає вогневого впливу за температурним режимом вуглеводневої пожежі.

Результати аналізу щодо можливості застосування методів перевірки і методів розрахунку для стандартного і вуглеводневого режимів пожежі представлено у таблиці 2.

В цілому для оцінки вогнестійкості залізобетонних конструкцій за температурним режимом вуглеводневої пожежі було застосовано метод скінчених елементів, як один з уточнених методів, що дає змогу проаналізувати як температурний розподіл, так і напружено-деформований стан конструкції.

Табл. 2. Застосування методів перевірки і розрахунку для різних температурних режимів пожежі
Table 2. Usage of methods of verification and design methods for different fire curves

Температурний режим пожежі	Методи перевірки	Методи розрахунку на вогнестійкість				
		Табличні дані	Спрощені		Уточнені	
			Ізотерми 500°C	Зональний	Теплофізичний	Статичний
1	2	3	4	5	6	7
Стандартний	Аналіз окремої конструкції	+	+	+	+	+
	Аналіз частини конструктивної системи	-	+	+	+	+
	Загальний аналіз конструктивної системи	-	-	+	+	+
Вуглеводневий	Аналіз окремої конструкції	-	+	-	+	+
	Аналіз частини конструктивної системи	-	+	-	+	+
	Загальний аналіз конструктивної системи	-	-	-	+	+

ВИКЛАД ОСНОВНОГО МАТЕРІАЛУ

У цій статті було виконано розрахунок монолітних залізобетонних стін, колон і плит на вогнестійкість за температурним режимом вуглеводневої пожежі. Конструкції для розрахунку на вогнестійкість були

прийняті як такі, що є характерними для захисних споруд навколо об'єктів критичної енергетичної інфраструктури. Розміри перерізу, умови обігріву і нормовані класи вогнестійкості залізобетонних конструкцій наведені в таблиці 3.

Табл. 3. Характеристики конструкцій для розрахунку на вогнестійкість
Table 3. Characteristics of the structural members for fire resistance analysis

Ч.ч.	Найменування конструкції	Розміри перерізу, мм	Висота, мм.	Умови обігріву сторін	Нормований клас вогнестійкості
1	2	3	4	5	6
1	Стіна монолітна залізобетонна	400	-	1	REI120
2	Плита монолітна залізобетонна	300	3600	1	REI45
3	Колона монолітна залізобетонна	800x800	3600	4	R120

Розрахунок залізобетонних конструкцій на вогнестійкість за температурним режимом вуглеводневої пожежі було виконано із застосуванням програмного комплексу ЛІРА-САПР 2024 R2.2. Вплив таких факторів, як вологість, вид заповнювача бетону і вибухоподібне крихке руйнування бетону на вогнестійкість в розрахунку не враховували.

Теплофізичний розрахунок

Теплофізичний розрахунок конструкцій

було виконано за умов, що моделюють вогневий вплив пожежі, яка розвивається за температурним режимом вуглеводневої пожежі: на стіни і плити – з однієї сторони, на колони – з чотирьох сторін. Тривалість вогневого впливу пожежі була прийнята відповідно до нормованого класу вогнестійкості конструкцій (таблиця 3). Для визначення розподілу температури в елементах поперечного перерізу конструкцій було вирішено нестационарну задачу теплопровідності [19].

Розрахункові моделі поперечних перерізів конструкцій складалася із чотирикутних (тип 1509) та стрижневих (типи 1505 і 1555) скінченних елементів теплопровідності, які моделювали матеріал і обігрівані грані конструкцій.

Характеристики жорсткості скінченних

елементів конструкцій були задані як залежність теплофізичних характеристик бетону і арматури від температури. Залежність теплофізичних характеристик бетону і сталі від температури була прийнята згідно з ДСТУ-Н EN 1992-1-2 [16]. Розрахункові значення теплофізичних характеристик матеріалів наведені в таблиці 4.

Табл. 4. Розрахункові теплофізичні характеристики матеріалів
Table 4. Design values of thermal material properties

Матеріал	Значення теплофізичної характеристики			Коефіцієнт конвекційного теплообміну, α_c , Вт/м ² К		Ступінь чорноти поверхні конструкції, ϵ_m
	Теплопровідність, Дж/(м·с·°С)	Теплоємність, Дж/(кг·°С)	Густина, кг/м ³	Вуглеводневий	Стандартний	
1	2	3	4	5	6	7
Бетон	1,003	1050	2300	50	25	0,7
Сталь	44	565	7850	-	-	0,7

Результати теплофізичного розрахунку залізобетонної стіни, плити і колони за температурним режимом вуглеводневої пожежі було представлено у вигляді ізополів

та значень температури в бетоні та арматурі конструкцій у момент часу, що відповідає нормованій межі вогнестійкості конструкцій (рис. 2-4).

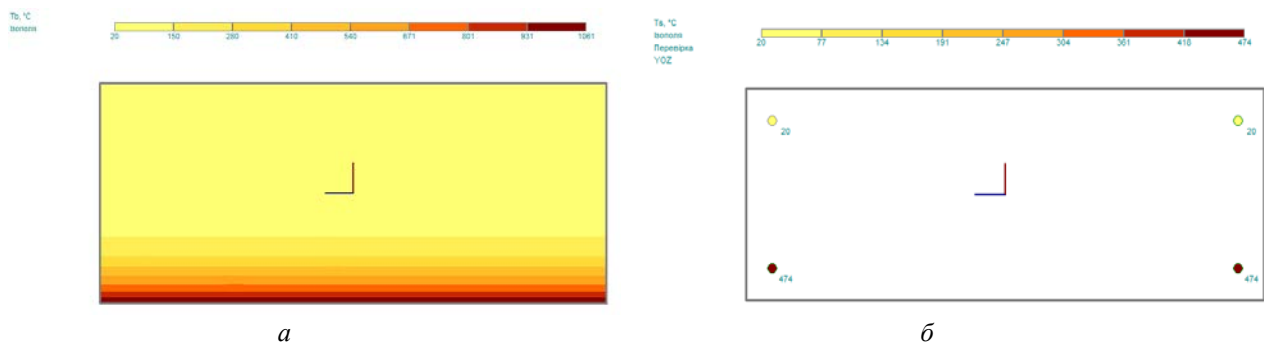


Рис.2. Розподіл температури в перерізі стіни після 120 хв вогневого впливу: *a* бетон; *б* арматура
Fig.2. Temperature profiles (°C) for a wall after 120 min of fire exposure: *a* – concrete; *b* – reinforcing steel

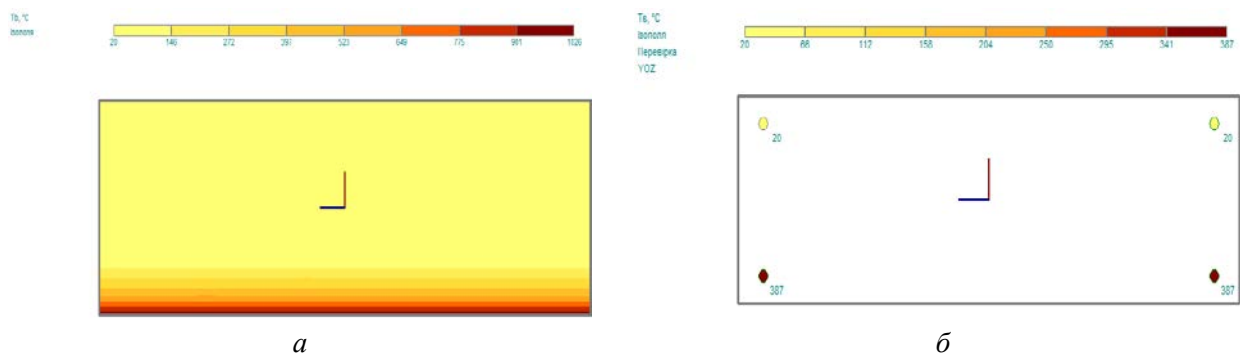


Рис.3. Розподіл температури в перерізі плити після 45 хв вогневого впливу: *a*) бетон; *б*) арматура
Fig.3. Temperature profiles (°C) for a slab after 45 min of fire exposure: *a* – concrete; *b* – reinforcing steel

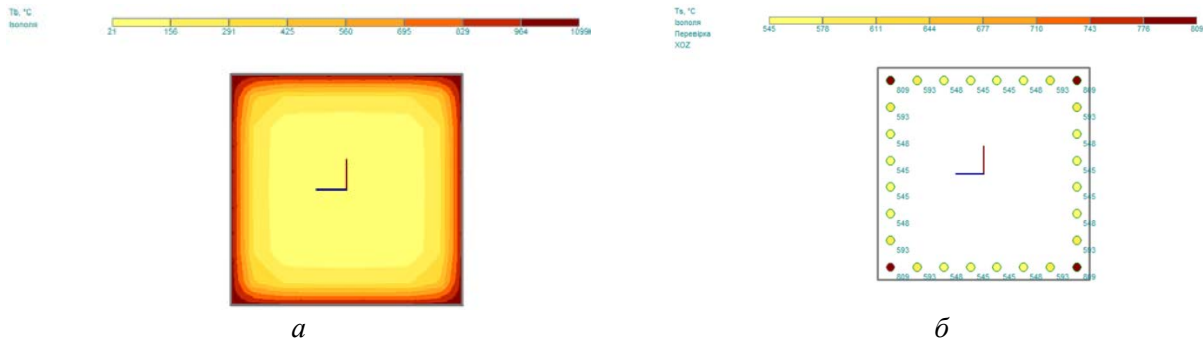


Рис.4. Розподіл температури в перерізі колони після 120 хв вогневого впливу: *a*-бетон; *б*- арматура
Fig.4. Temperature profiles (°C) for a column after 120 min of fire exposure: *a* – concrete; *b* – steel

За результатами теплофізичного розрахунку стін і плит було встановлено, що перевищення середньої температури необігріваної поверхні над початковою є меншим за граничне значення 140 °С, що відповідає ДСТУ Б В.1.1-4 [12].

На підставі аналізу результатів теплофізичного розрахунку було встановлено, що товщина стін і плит, які зазнають вогневого впливу за температурним режимом вуглеводневої пожежі, є достатньою для забезпечення межі їх вогнестійкості за ознакою втрати теплоізолювальної здатності. Для

запобігання крихкого руйнування бетону стін і колон захисний шар необхідно армувати протискольною сіткою..

Статичний розрахунок

Залишкову несучу здатність залізо-бетонних конструкцій після вогневого впливу за температурним режимом вуглеводневої пожежі було обчислено для їх приведеного перерізу. Конструктивні рішення залізобетонних стін, плит і колон зведені до таблиці 5.

Табл. 5. Конструктивні характеристики залізобетонних стін, плит і колон
Table 5. Structural characteristics of the reinforced concrete walls, slabs, and columns

Ч.ч.	Найменування конструкції	Клас бетону	Армування конструкцій, поздовжнє робоче	Відстань до осі робочої арматури з обігріваної сторони, мм
1	2	3	4	5
1	Стіна монолітна залізобетонна	C32/40	Ø20A500C, к.100 мм	60
2	Плита монолітна залізобетонна		Ø16A500C, к.200 мм	40
3	Колона монолітна залізобетонна		28Ø32A500C	50

Розміри приведенного перерізу залізо-бетонних конструкцій було визначено шляхом відкидання частини пошкодженого бетону, a_{500} , що відповідає середній глибині розташування ізотерми 500°C внаслідок вогневого впливу за температурним режимом вуглеводневої пожежі, див. метод ізотерми 500°C [16]. Розташування ізотерми 500°C в перерізі стін, плит і колон наведено на рис. 5, б. Розрахункові значення розмірів приведенного перерізу конструкцій наведені в таблиці 6.

Табл. 6. Розміри приведенного перерізу
Table 6. Dimensions of the residual cross-section

Ч.ч.	Найменування конструкції	Розмір, h_{fi} (b_{fi}), мм
1	2	3
1	Стіна монолітна залізобетонна	344
2	Плита монолітна залізобетонна	270
3	Колона монолітна залізобетонна	690

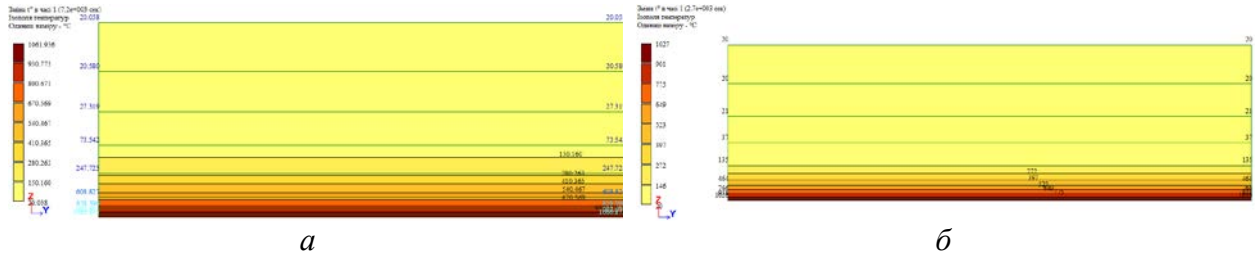


Рис.5. Ізотерми 500°C в перерізі конструкцій після вогневого впливу: а) стін – 120 хв; б) плит – 45 хв

Fig.5. 500°C isotherm in the cross section after fire exposure: a – walls after 120 min; b – slabs after 45 min

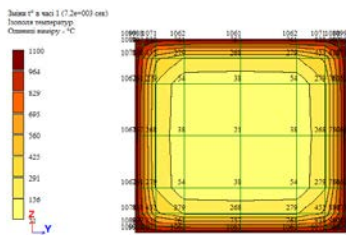


Рис.6. Ізотерма 500°C в перерізі колон після вогневого впливу 120 хв

Fig.6. 500°C isotherm in the cross section of column after 120 min of fire exposure

Міцність бетону та арматури конструкцій було прийнято з урахуванням їх зниження внаслідок вогневого впливу за температурним режимом вуглеводневої пожежі (рис. 7-9).

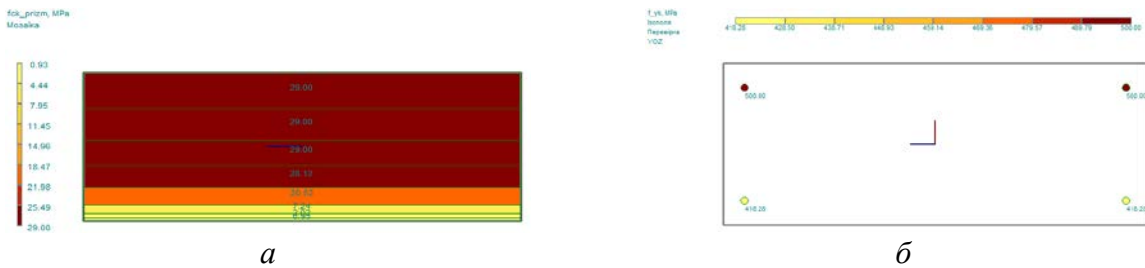


Рис.7. Зниження міцності матеріалів стін після 120 хв вогневого впливу: а) бетон; б) арматура

Fig.7. Residual strength of materials for walls after 120 min of fire exposure: a – concrete; b – steel

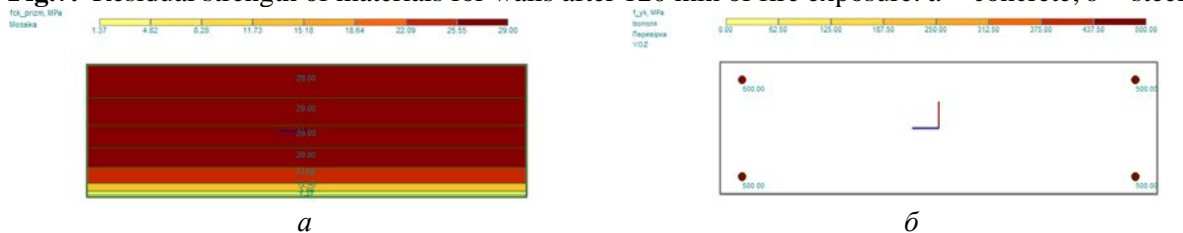


Рис.8. Зниження міцності матеріалів плит після 45 хв вогневого впливу: а) бетон; б) арматура

Fig.8. Residual strength of materials for slabs after 45 min of fire exposure: a – concrete; b – steel

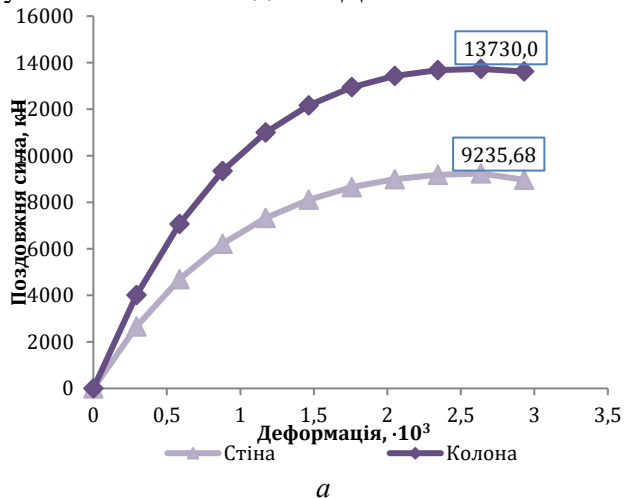


Рис.9. Зниження міцності матеріалів колон після 120 хв вогневого впливу: а) бетон; б) арматура

Fig.9. Residual strength of materials for columns after 120 min of fire exposure: a – concrete; b – steel

Розрахунок несучої здатності залізобетонних конструкцій було виконано за деформаційним методом для нормальних температур за ДБН В.2.6-98 [20], із характеристичними значеннями міцності бетону і арматури.

Несучу здатність перерізу конструкцій було обчислено згідно з ДСТУ Б В.2.6-156



[21]: стін і колон – для 1-ї форми рівноваги, плит – для 2-ї форми рівноваги.

За результатами розв'язання системи рівнянь рівноваги перерізу було побудовано графіки: для стін і колон – «поздовжня сила-деформація стиснутої грані», для плит – «згинальний момент-кривизна» (рис. 10)

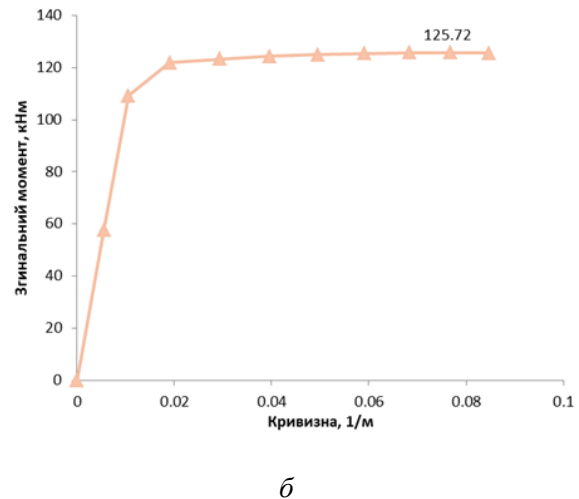


Рис.10. Діаграми несучої здатності розглянутих конструкцій за нормальних температур: *a* - стін і колон; *б* - плит

Fig.10. Diagrams of load bearing capacity of considered structural members at normal temperature: *a* - walls and columns; *b* – slabs

Найбільше значення зусилля на цих графіках відповідає несучій здатності конструкції, $N_{u,fi}$.

Для оцінки вогнестійкості за ознакою втрати несучої здатності залізобетонних конструкцій, які зазнають вогневого впливу за температурним режимом вуглеводневої пожежі, слід порівняти їх залишкову несучу здатність (рис. 10) із зусиллями, що виникають у цих конструкціях від аварійного сполучення навантажень у разі пожежі.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Комплексний підхід до гарантування безпеки об'єктів критичної енергетичної інфраструктури в умовах воєнного стану має передбачати захист як від засобів ураження, так і від пожеж високої інтенсивності, спричинених цими ураженнями.

На підставі аналізу результатів теплофізичного розрахунку було встановлено, що товщина стін і плит, які зазнають вогневого

впливу за температурним режимом вуглеводневої пожежі, є достатньою для забезпечення межі їх вогнестійкості за ознакою втрати теплоізолювальної здатності. Крихкому руйнуванню бетону стін і колон слід запобігати за допомогою армування захисного шару протисколною сіткою.

Для оцінки вогнестійкості за ознакою втрати несучої здатності залізобетонних конструкцій, які зазнають вогневого впливу відповідної тривалості за температурним режимом вуглеводневої пожежі, слід порівняти їх несучу здатність із зусиллями, що виникають у цих конструкціях від аварійного сполучення навантажень у разі пожежі. Результатами статичного розрахунку є несуча здатність розглянутих конструкцій стін, плит і колон після вогневого впливу пожежі.

Подальші дослідження цієї проблеми можуть стосуватися вивчення теплофізичних, міцнісних і деформаційних властивостей бетону та арматури за підвищених температур,

що відповідають інтенсивності температурного режиму вуглеводневої пожежі.

ЛІТЕРАТУРА

- Атаки на енергетичну інфраструктуру України: Шкода цивільному населенню. Моніторингова місія ООН з прав людини в Україні, Бюлетень 2024. 17 с. URL: <https://ukraine.ohchr.org/sites/default/files/2024-09/UKR%20Attacks%20on%20Ukraine's%20Energy%20Infrastructure-%20%20Harm%20to%20the%20Civilian%20Population.pdf>
- Київська школа економіки (2024) Звіт про прямі збитки інфраструктури від руйнувань внаслідок військової агресії росії проти України станом на 1 вересня 2024 р.
- Civilian Harm in Ukraine Homepage, <https://ukraine.bellingcat.com>, last accessed 2024/12/05. <https://ukraine.bellingcat.com/?color=asc9&filter=asc9&range=2022-11-22&range=2024-12-05>
- Азаренко, О., & Гончаренко, Ю., & Дівізійук, М., & Мірненко, В., & Стрілець, В. (2021) Шляхи підвищення ефективності систем фізичного захисту об'єктів критичної інфраструктури держави, що охороняються. *Journal of Scientific Papers "Social Development and Security"*. 11 (4), 200-213. DOI: 10.33445/sds.2021.11.4.18
- Методичні рекомендації з інженерного захисту будівель, споруд та дахів об'єктів критичної інфраструктури України (2022) <https://vasylivskagr.gov.ua/news/1671612745/>
- Рішення Ради національної безпеки і оборони України від 17 жовтня 2023 року «Про організацію захисту та забезпечення безпеки функціонування об'єктів критичної інфраструктури та енергетики України в умовах ведення військових дій» <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/n0040525-23#Text>
- Коцюруба, В., & Білик, А., & Веретнов, А., Гайдарли Г., & Борта Р., & Тертишний Б. (2022) Методика розрахунків та обґрунтування вимог до інженерного захисту об'єктів критичної інфраструктури від БПЛА типу баражуючий боеприпас *Опір матеріалів і теорія споруд / Strength of Materials and Theory of Structures*. 2022. № 109, 164-183 DOI:10.32347/2410-2547.2022.109.164-183
- Коваль, М., & Коваль, В., & Коцюруба, В., Білик А. (2022). Організаційно-технічні засади побудови системи інженерного захисту об'єктів критичної інфраструктури енергетичної галузі України. *Наука і оборона*, № 3-4 (2022), 11–16. <https://doi.org/10.33099/2618-1614-2022-20-3-4-11-16>
- Сахаров, В., & Литвин, О. (2023). Вплив вибухової ударної хвилі на покриття захисної споруди критичної інфраструктури. *Основи та Фундаменти / Bases and Foundations*, (47), 107–114. <https://doi.org/10.32347/0475-1132.47.2023.107-114>
- Вахітова Л., & Таран Н., Бессарабов В., Дріжд В., Придятько С., Прудченко А. (2018) Розроблення вогнезахисного покриття для умов вуглеводневої пожежі з покращеними реологічними характеристиками. *ВІСТІ Донецького гірничого інституту* №1(42), 103-115 [doi:10.31474/1999-981X-2018-1-103-115](https://doi.org/10.31474/1999-981X-2018-1-103-115)
- ДБН В.1.2-7:2021. Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека : – [Чинні від 2022-09-01]. – К. : Мінрегіон України, Державне підприємство «Украрх-будінформ», 2022. –17 с. – (Державні будівельні норми)
- ДСТУ Б В.1.1-4-98* Захист від пожежі. Будівельні конструкції. Методи випробувань на вогнестійкість. Загальні вимоги : – [Чинний з 1999-03-01]. – К. : Держбуд України, 2005. – 43 с. – (Національний стандарт України)
- ДСТУ EN 1991-1-2:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-2. Загальні дії. Дії на конструкції під час пожежі (EN 1991-1-2:2002, IDT) : – [Чинний з 2013-07-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 81 с. – (Національний стандарт України)
- Куліш, Я., & Скорук, Л. (2023) Дослідження впливу типу пожежі і сторони дії полум'я на залізобетонну колону. *ВМС-2023 – International Scientific-Practical Conference of young scientists "Build-Master-Class-2023"* December 2023,
- Hawileh R.A., & Kodur V.K.R. (2018) Performance of reinforced concrete slabs under hydrocarbon fire exposure. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 77 (2018), 177–187. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2018.03.024>
- ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:2012 Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1992-1-2:2004, IDT) : – [Чинний з 2013-07-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 135 с. – (Національний стандарт України)

17. **Zhang et al.** (2024) Fire behavior of composite steel truss bridge girders: numerical investigation and design strategies *Advances in Bridge Engineering* 5:36
<https://doi.org/10.1186/s43251-024-00150-4>
18. **Al-Kaseasbeh Q.** (2023) Analysis of hydro-carbon fire-exposed cold-formed steel columns. *Results in Engineering*, 20 (2023), 1-11
<https://doi.org/10.1016/j.rineng.2023.101400>
19. **Колякова, В., & Божинський, М., & Фесенко О.** (2016) Розподіл температури в перерізі залізобетонної плити // *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. – Вип. 5. – С. 232-239*
20. **ДБН В.2.6-98:2009.** Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : – [Чинні від 2011-06-01]. – К. : *Мінрегіонбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2011. – 71 с. – (Державні будівельні норми)*
21. **ДСТУ Б.В.2.6-156:2010** Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування :. – [Чинний з 2011-06-01]. – К. : *Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України)*
5. **Metodychni rekomendatsii** z inzhenerneho zakhystu budivel, sporud ta dakhiv ob'ektiv krytychnoi infrastruktury Ukrainy (2022) <https://vasylivskagr.gov.ua/news/1671612745/20>
6. **Rishennia Rady natsionalnoi bezpeky i oborony Ukrainy** vid 17 zhovtnia 2023 roku «Pro orhanizatsiiu zakhystu ta zabezpechennia bezpeky funktsionuvannia ob'ektiv krytychnoi infrastruktury ta enerhetyky Ukrainy v umovakh vedennia voiennykh dii» <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/n0040525-23>
7. **Kotsiuruba, V., & Bilyk, A., & Veretnov, A., Haidarly H., & Borta R., & Tertyshnyi B.** (2022) *Metodyka rozrakhunkiv ta obgruntuvannia vymoh do inzhenerneho zakhystu ob'ektiv krytychnoi infrastruktury vid BpLA typu barazhuyuchy boieprypas Opir materialiv i teoriia sporud / Strength of Materials and Theory of Structures. 2022. № 109, p.164-183*
[DOI:10.32347/2410-2547.2022.109.164-183](https://doi.org/10.32347/2410-2547.2022.109.164-183)
8. **Koval, M., & Koval, V., & Kotsiuruba, V., Bilyk A.** (2022). Orhanizatsiino-tekhnichni zasady pobudovy systemy inzhenerneho zakhystu ob'ektiv krytychnoi infrastruktury enerhetychnoi haluzi Ukrainy. *Nauka i oborona*, № 3-4 (2022), 11–16.
<https://doi.org/10.33099/2618-1614-2022-20-3-4-11-16>

REFERENCES

1. Ataky na enerhetychnu infrastrukturu Ukrainy: Shkoda tsyvilnomu naselenniu. Monitorynhova misiia OON z prav liudyny v Ukraini, Biuletyn 2024. 17 s. URL: <https://ukraine.ohchr.org/sites/default/files/2024-09/UKR%20Attacks%20on%20Ukraines%20Energy%20Infrastructure-%20Harm%20to%20the%20Civilian%20Population.pdf>
2. Kyivska shkola ekonomiky (2024) Zvit pro priami zbytky infrastruktury vid ruiny vnaslidok viiskovoi ahresii rosiy proty Ukrainy stanom na 1 veresnia 2024 r.
3. **Civilian Harm** in Ukraine Homepage, <https://ukraine.bellingcat.com>, last accessed 2024/12/05.
<https://ukraine.bellingcat.com/?color=asc9&filter=asc9&range=2022-11-22&range=2024-12-05>
4. **Azarenko, O., & Honcharenko, Yu., & Diviziniuk, M., & Mirnenko, V., & Strilets, V.** (2021) Shliakhy pidvyschennia efektyvnosti system fizychnoho zakhystu ob'ektiv krytychnoi infrastruktury derzhavy, shcho okhoroniaiutsia. *Journal of Scientific Papers “Social Development and Security”*. 11 (4), 200-213.
[DOI: 10.33445/sds.2021.11.4.18](https://doi.org/10.33445/sds.2021.11.4.18)
11. **DBN V.1.2-7:2021.** Osnovni vymohy do budivel i sporud. Pozhezhna bezpeka : – [Chynni vid 2022-09-01]. – К. : *Minrehion Ukrainy, Derzhavne pidpriemstvo «Ukrarkhbudinform», 2022. –17 s. – (Derzhavni budivelni normy)*
12. **DSTU B V.1.1-4-98*** Zakhyst vid pozhezhi. Budivelni konstruksii. Metody vyprobuvan na vohnestiikist. Zahalni vymohy : – [Chynnyi z

- 1999-03-01]. – K. : Derzhbud Ukrainy, 2005. – 43 s. – (Natsionalnyi standart Ukrainy)
13. **DSTU EN 1991-1-2:2010** Ievrokod 1. Dii na konstruktsii. Chastyna 1-2. Zahalni dii. Dii na konstruktsii pid chas pozhezhi (EN 1991-1-2:2002, IDT) : – [Chynnyi z 2013-07-01]. – K. : Minrehionbud Ukrainy, 2011. – 81 s. – (Natsionalnyi standart Ukrainy)
14. **Kulish, Ya., & Skoruk, L.** (2023) Doslidzhennia vplyvu typu pozhezhi i storony dii polumia na zalizobetonnu kolonu. BMC-2023 – *International Scientific-Practical Conference of young scientists "Build-Master-Class-2023" December 2023*
15. **Hawileh R.A., & Kodur V.K.R.** (2018) Performance of reinforced concrete slabs under hydrocarbon fire exposure. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 77 (2018), 177–187.
<https://doi.org/10.1016/j.tust.2018.03.024>
16. **DSTU-N B EN 1992-1-2:2012** Ievrokod 2. Proektuvannia zalizobetonnykh konstruktsii. Chastyna 1-2. Zahalni polozhennia. Rozrakhunok konstruktsii na vohnestiikist (EN 1992-1-2:2004, IDT) : – [Chynnyi z 2013-07-01]. – K. : Minrehionbud Ukrainy, 2011. – 135 s. – (Natsionalnyi standart Ukrainy)
17. **Zhang et al.** (2024) Fire behavior of composite steel truss bridge girders: numerical investigation and design strategies *Advances in Bridge Engineering* 5:36
<https://doi.org/10.1186/s43251-024-00150-4>
18. **Al-Kaseasbeh Q.** (2023) Analysis of hydrocarbon fire-exposed cold-formed steel columns. *Results in Engineering*, 20 (2023).1-11
<https://doi.org/10.1016/j.rineng.2023.101400>
19. **Koliakova, V., & Bozhynskiy, M., & Fesenko O.** (2016) Rozpodil temperatury v pererizi zalizobetonnoi plyty // *Suchasni tekhnolohii ta metody rozrakhunkiv u budivnytstvi*. – Vyp. 5. – S. 232-239
20. **DBN V.2.6-98:2009**. Betonni ta zalizobetonni konstruktsii. Osnovni polozhennia : – [Chynni vid 2011-06-01]. – K. : Minrehionbud Ukrainy, Derzhavne pidpriemstvo «Ukrarkhbudinform», 2011. – 71 s. – (Derzhavni budivelni normy)
21. **DSTU B.V.2.6–156:2010**. Betonni ta zalizobetonni konstruktsii z vazhkoho betonu. Pravyla proektuvannia : – [Chynnyi z 2011-06-

01]. – K. : Minrehionbud Ukrainy, 2011. – 118 s. – (Natsionalnyi standart Ukrainy)

FIRE RESISTANCE ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES SUBJECTED TO HYDROCARBON FIRE EXPOSURE

*Oleg FESENKO,
Vira KOLIAKOVA,
Leonid SKORUK,
Lyubov ANDRIICHENKO*

Summary. Critical infrastructure facilities of Ukraine, in particular energy generating, are often the target of terrorist attacks by the Russian Federation army. Such facilities require engineering protection of buildings, structures, and roofs. The occurrence of fire may accompany destruction and damage to building structures due to explosive effects.

Fires at critical infrastructure facilities are characterized by high intensity. The hydrocarbon fire curve is characterized by a rapid increase in temperature to 1100°C in the first 5 minutes after ignition.

Fire resistance analysis according to a hydrocarbon fire curve can only be performed using advanced methods. Tabulated data and simplified methods are given for standard fire only.

This article presents the results of the fire resistance analysis of cast-in-place reinforced concrete walls, columns, and slabs for the hydrocarbon fire curve. The structures for the fire resistance analysis were taken as typical for protective structures around critical energy infrastructure facilities.

Thermal analysis of structures subjected to fire that develops under the hydrocarbon fire curve: walls and slabs exposed to fire at one side and columns exposed to fire at four sides.

The residual load-bearing capacity of reinforced concrete structures after fire exposure according to the hydrocarbon fire curve was calculated for their reduced cross-section.

Keywords: fire resistance; energy generating critical infrastructure facilities; hydrocarbon fire curve; reinforced concrete structures; terrorist attacks by the RF army against Ukraine.

Стаття надійшла до редакції 01.09.2024

МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ ПІДСИЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ІЗ ЗАСТОСУВАННЯМ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНИХ КАНАТІВ З ВИКОРИСТАННЯМ ПРОГРАМНИХ КОМПЛЕКСІВ

Дмитро СМОРКАЛОВ¹, Володимир ВІНОКУР²

^{1,2}Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037
¹smorkalov.dv@knuba.edu.ua, <https://orcid.org/0000-0001-7890-2686>
²vinokur-vova@i.ua, <https://orcid.org/0009-0002-3218-5620>

Анотація. Проблема підсилення залізобетонних конструкцій залишається однією з ключових у сучасному будівництві, особливо з огляду на зростання експлуатаційних навантажень, фізичний знос, а також наслідки стихійних лих та військових дій. Попередньо напружені канати дають змогу не лише підвищити міцність конструкцій, а й продовжити їхній термін служби, забезпечуючи еконо-мічну доцільність ремонту чи реконструкції.

В даній статті наведено основні методи розрахунку таких монолітних залізобетонних конструкцій з використанням програмних комплексів SCAD Office, LIRA-SAPR, SOFiSTiK.

Основною перевагою використання попередньо напружених канатів є їх здатність рівномірно розподіляти навантаження у конструкції, зменшуючи ризик виникнення тріщин і знижуючи деформації. Удосконалення методів розрахунку, завдяки використанню програмних комплексів, дозволяє оптимізувати ці процеси, забезпечуючи точність та ефективність інженерних рішень.

В Україні спостерігається все ширше впровадження сучасних і ефективних методів будівництва, що демонструється зростанням популярності технологій, таких як використання попередньо напруженої арматури у монолітних залізобетонних конструкціях. Це сприяє підвищенню якості, довговічності та надійності будівель, а також оптимізації витрат матеріалів і ресурсів. Такий підхід формує нові стандарти у будівництві та забезпечує конкурентоспроможність на міжнародному ринку.



Дмитро СМОРКАЛОВ

доцент кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій, к.т.н., доцент



Володимир ВІНОКУР

здобувач III -го рівня вищої освіти (Ph.D)

Основною метою роботи є сприяння поширенню, дослідженню та впровадженню технологій монолітного будівництва з використанням попередньо напруженої канатної арматури. Важливим аспектом є створення сучасної нормативної бази, яка дозволить ефективно проектувати та будувати такі конструкції. Це допоможе підвищити рівень надійності, довговічності та безпеки будівельних об'єктів, а також сприятиме розвитку інноваційних рішень у будівельній сфері України.

Ключові слова: попередньо напружені монолітні залізобетонні конструкції; методи підсилення; програмні комплекси; post-tensioning; канат; анкер; розрахунок конструкцій.

АКТУАЛЬНІСТЬ ДОСЛІДЖЕННЯ

В умовах військових дій на території України особливого значення набуває питання

підсилення існуючих або пошкоджених будівель та споруд, які зазнали руйнувань через бойові дії

Відновлення інфраструктури, зокрема підсилення об'єктів, здатних забезпечити безпеку та витримувати нові навантаження, є надзвичайно актуальним завданням. Звичні методи ремонту та відновлення будівель не забезпечують необхідного рівня міцності, довговічності та адаптації до нових реалій і умов підвищених навантажень.

Підсилення несучих конструкцій у пошкоджених будівлях потребує сучасних технічних рішень. Зокрема, для створення великопрольотних структур, необхідних для організації укриттів або складів, можливе використання попередньо напружених канатів. Використання таких матеріалів дозволяє підвищити міцність конструкцій та відновити їх функціональність навіть після значних пошкоджень.

Особливу увагу слід приділити багатопверховим спорудам, які зазнали руйнувань у міській забудові. Монолітні залізобетонні каркаси, які раніше вважалися складними для ремонту, можливо активно відновлювати за допомогою новітніх технологій, зокрема за рахунок використання попередньо напружених арматурних канатів. Це дає змогу не лише відновити початкові характеристики конструкцій, але й значно підвищити їх стійкість до ударних навантажень та вібрацій, що можуть виникати під час подальших бойових дій.

Актуальність досліджень у цьому напрямі зумовлена необхідністю розробки ефективних методик підсилення конструкцій із використанням попередньо напруженого армування, що можуть бути оптимізовані за допомогою програмних комплексів для розрахунку та моделювання. Такі технології демонструють високу ефективність у підвищенні несучої здатності та довговічності конструкцій, що є критично важливим для забезпечення безпеки населення.

На жаль, в Україні дослідження методів підсилення плитних конструкцій з використанням попередньо напруженого залізобетону проводиться обмеженою кількістю фахівців [1...12]. Відсутність нормативної

бази для цих процесів додатково ускладнює їх реалізацію. Продовження наукових розробок у цій сфері є стратегічно важливим для відновлення та захисту інфраструктури країни.

Одним із важливих аспектів є необхідність гармонізації українських нормативних актів [13...16] з вимогами Євросоюзу [17], що дозволить забезпечити відповідність сучасним міжнародним стандартам і полегшить інтеграцію в європейське будівельне середовище.

ОСНОВНА КОНСТРУКТИВНА ІДЕЯ

У міжнародній практиці, зокрема в країнах Євросоюзу, технологія застосування канатної арматури для створення попереднього напруження в монолітних залізобетонних конструкціях отримала назву «постнапруження» або «post-tensioning». Цей термін широко використовується в офіційних нормативних документах, що визначають вимоги до елементів, які використовуються для реалізації постнапруження [18, 19].

Основний принцип роботи, що відображений на рис. 1, полягає в тому, що під час виконання арматурних робіт між верхньою та нижньою сіткою арматури розміщується арматурний канат, який знаходиться всередині спеціальної оболонки. Канат утримується в певному криволінійному положенні, яке відповідає епюрам згинальних моментів конструкції. Це забезпечує рівномірний розподіл напружень у конструкції та дозволяє ефективно передавати навантаження через попередньо напружене армування.

В головній ролі виступає арматурний канат К7, який представлений в кількох варіантах діаметрів, зокрема 15,2 мм та 15,7 мм. Під час монтажу канат укладається в спеціально спроектовані арматурні каркаси та закріплюється на кінцевих точках елемента за допомогою анкерних систем і затискних пристроїв (цанг). Натягування каната відбувається за допомогою гідравлічного обладнання, що дозволяє забезпечити необхідний рівень напруги для оптимальної роботи конструкції, підвищуючи її міцність і стабільність у процесі експлуатації.

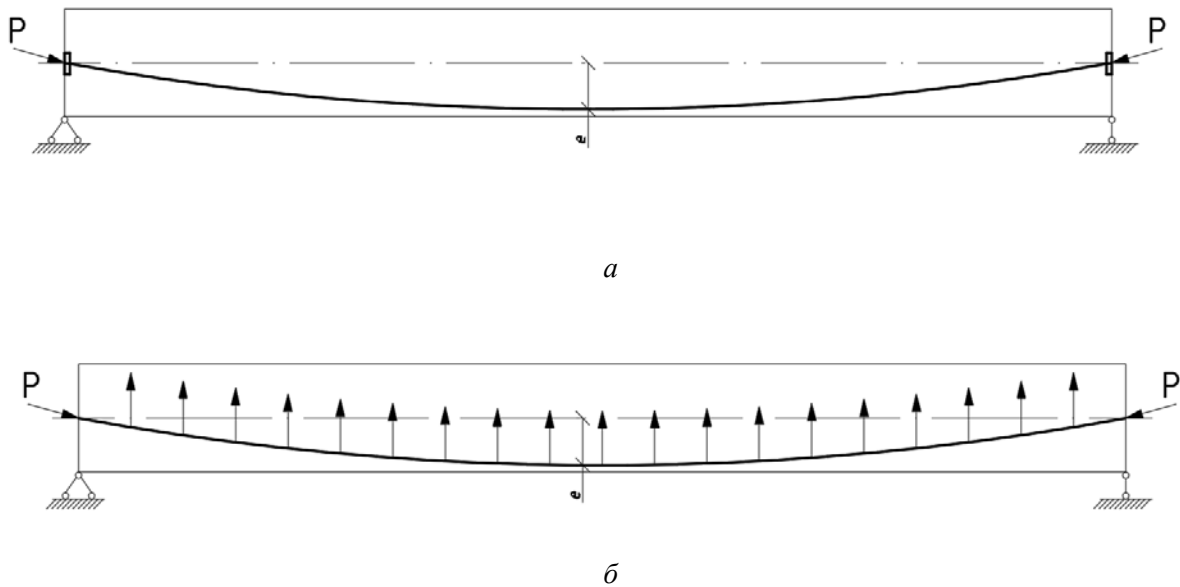


Рис. 1. Принципова схема розташування попередньо напружених канатів (а) та реактивні зусилля від попереднього напруження (б).
Fig. 1. Schematic diagram of the location of post-tensioning ropes (a) and reactive forces from post-tensioning (б).

Підсилення залізобетонних конструкцій за допомогою попередньо напружених арматурних канатів може бути здійснене за двома основними методами:

- Підсилення за рахунок встановлення зовнішніх канатів, що в українській практиці).

наближається до методу шпренгельних затяжок, який у зарубіжних джерелах позначається як «Reinforcing external post-tensioning». (див. рис. 2

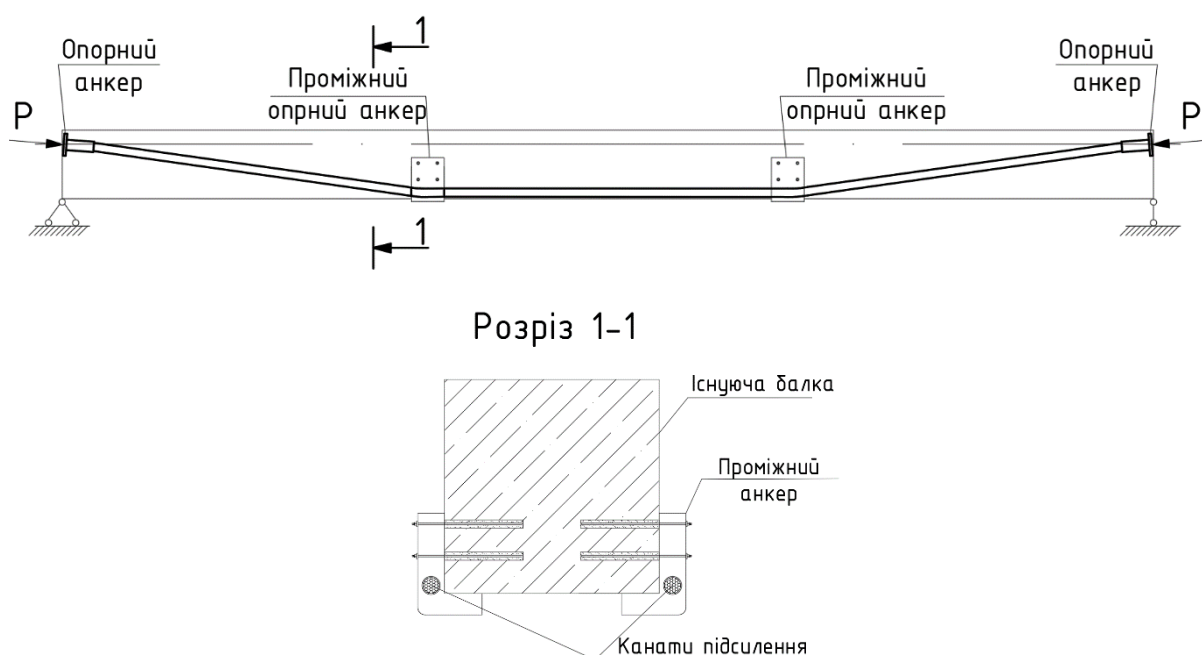


Рис. 2. Принципова схема підсилення за допомогою встановлення зовнішніх канатів
Fig. 2. Schematic diagram of reinforcement by installing external ropes

Цей підхід передбачає використання зовнішніх натягнутих елементів, таких як сталеві канати або стрічки, які розміщуються на поверхні конструкції та піддаються навантаженню. Це дозволяє зміцнити конструкцію, не вносячи змін у її основну структуру, що робить цей метод економічно ефективним і

практичним для ремонту та посилення існуючих будівель.

- Підсилення за допомогою встановлення попередньо напружених арматурних канатів з подальшим бетонуванням, відомий у міжнародних джерелах як «Reinforcing internal post-tensioning». (див. рис. 3).

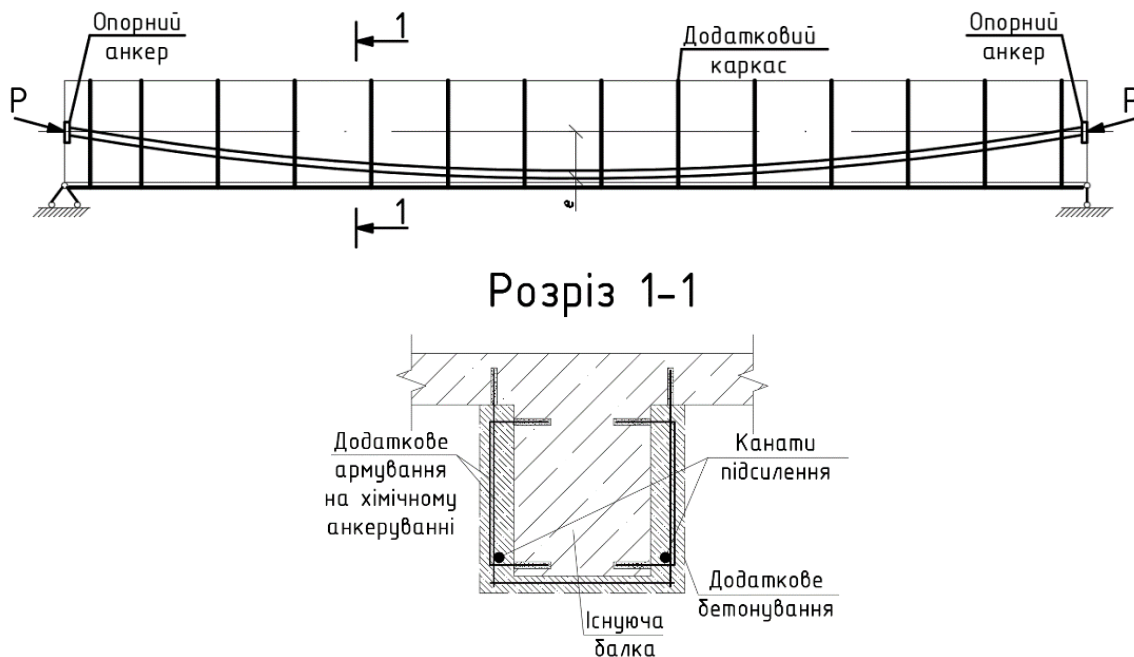


Рис. 3. Принципова схема підсилення за допомогою встановлення внутрішніх канатів
Fig. 3. Schematic diagram of reinforcement by installing internal ropes

Цей метод є ефективною технологією зміцнення бетонних споруд. Цей метод передбачає інтеграцію сталевих канатів або арматури всередину бетонних елементів, таких як колони, балки чи плити, після чого канати натягуються, що дозволяє створити попереднє напруження в конструкції. Це збільшує міцність та жорсткість елементів, зменшує їх прогин і підвищує стійкість до динамічних навантажень, таких як землетруси. Технологія широко застосовується як при будівництві нових об'єктів, так і при ремонті та реконструкції існуючих споруд.

Для ефективного проектування та підсилення конструкцій із використанням попередньо напружених арматурних канатів необхідно враховувати численні фактори, що впливають на їхню поведінку під навантаженням. Складність таких задач

вимагає застосування сучасних інструментів для інженерного аналізу, які забезпечують точність розрахунків та надійність рішень.

Сучасні програмні рішення, такі як LIRA, SOFiSTiK, SCAD Office та інші, дозволяють проводити точні розрахунки поведінки залізобетонних конструкцій з урахуванням складних факторів, включаючи нелінійність матеріалів, довготривалі ефекти, геометричну нестабільність тощо. Крім того, ці програмні комплекси дозволяють здійснювати моделювання процесів напруження арматурних канатів, що забезпечує високий рівень оптимізації та надійності підсилених конструкцій.

Дані розрахунки можливо виконувати за допомогою двох методів. В якості вихідних даних для розрахунку прийняті експери-

ментальні дослідження Петрика Ю.М. [20]. У даному дослідженні як об'єкт моделювання використано нерозрізну балку із залізобетону класу міцності С25/30 з поперечним перерізом 800×750 мм, що представлено на рисунку 4. Сили попереднього натягу складають 209 кН. Навантаження на балку:

- рівномірно розподілене – 8.83 кН/м².
- максимальний прогин складає – 3.04 мм

Балка була обрана як типова конструкція для оцінки ефективності різних підходів до моделювання та розрахунків.

Розрахунки виконувались для двох варіантів конструктивного представлення елементів:

- моделювання за допомогою пластинчастих елементів, де елементи канату

закріплюються у вузлових точках. Цей метод дозволяє детально врахувати розподіл напружень у плиті та локальну взаємодію між канатом і бетонною основою;

- моделювання за допомогою стержневих елементів, яке передбачає закріплення канату у вузлових точках. Такий підхід дозволяє спростити моделювання та забезпечити точне врахування впливу канату на жорсткість і несучу здатність конструкції.

Такий підхід дозволяє порівняти точність і ефективність кожного методу для визначення напружено-деформованого стану конструкції, а також оцінити вплив обраного способу моделювання на кінцеві результати аналізу.

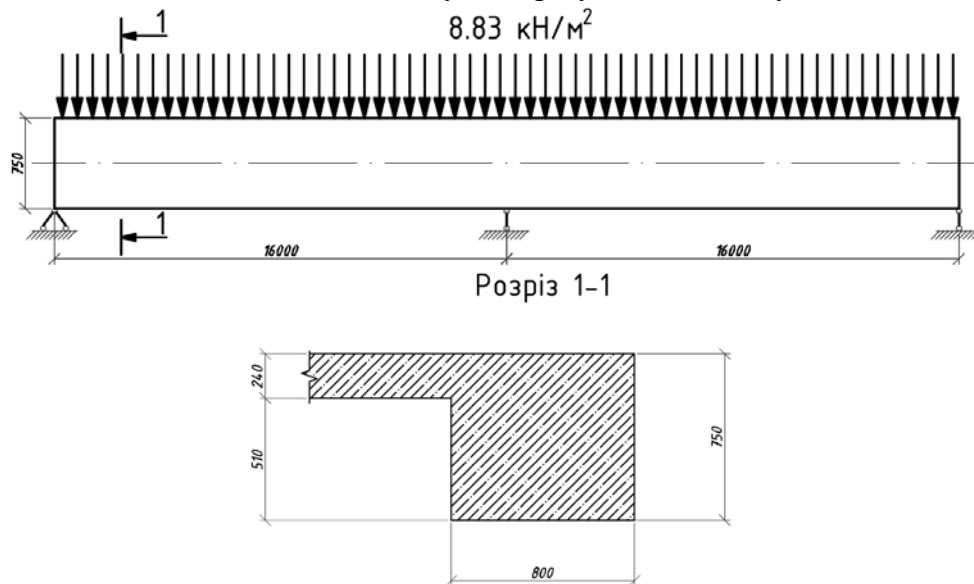


Рис. 4. Розрахункова балка
Fig. 4. Design beam

Розрахунок за допомогою LIRA-SAPR

Провівши розрахунок даної балки на сумісну дію попереднього напруження та навантажень за допомогою програмного комплексу LIRA-SAPR (загальна схема наведена на рис. 5), були отримані наступні результати:

1. Максимальні переміщення в характерних вузлах конструкції склали -2.97 мм (див. рис. 7). Цей результат вказує на незначний прогин конструкції, що повністю

відповідає теоретичним очікуванням для подібного типу монолітних залізобетонних конструкцій із попередньо напруженим армуванням. Методика пластинчастого моделювання дозволяє більш точно врахувати просторовий розподіл напружень і деформацій у конструкції, тому отримані значення є ближчими до реальних.

2. Моделювання за допомогою балочних елементів (див. рис. 8). Максимальні переміщення характерних вузлів склали -4.59 мм (див. рис. 8). Ця методика є менш

точною, оскільки спрощує взаємодію між армуванням і бетоном, що може призводити до певного завищення значень переміщень.

Порівняльний аналіз отриманих результатів показав, що розбіжності між методами викликані різним ступенем врахування розподілу напружень у конструкції. Метод пластинчастого моделювання забезпечує більше ступенів свободи, що дозволяє точніше відтворити геометрію та фізичні властивості конструктивних елементів, тоді як балочний підхід спрощує моделювання і

не відображає повною мірою реальну взаємодію армування і бетону.

Подібні відмінності є допустимими в інженерній практиці, оскільки вибір методики залежить від мети розрахунків.

Отримані результати підтверджують доцільність застосування пластинчастих моделей для високоточного аналізу роботи конструкцій. Однак у практиці, де пріоритетом є швидкість розрахунків, балочний метод залишається ефективним інструментом.

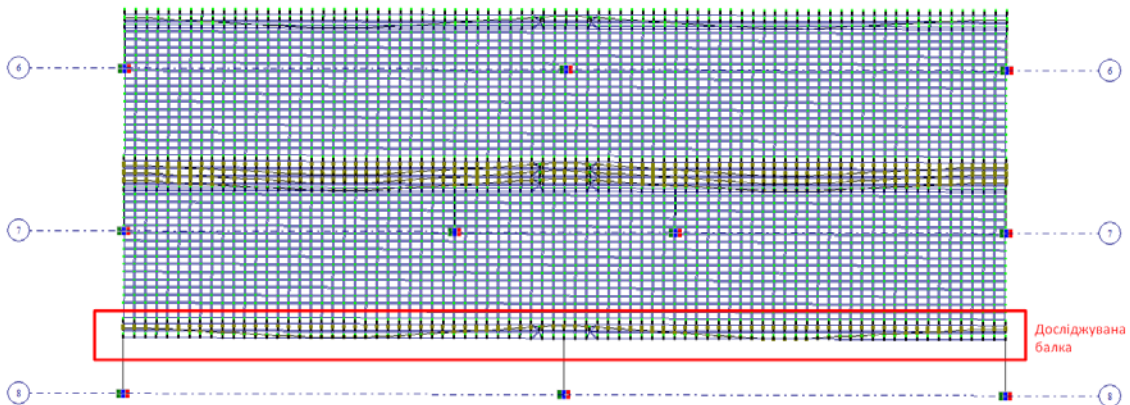


Рис. 5. Загальний вигляд розрахункової схеми
Fig. 5. General view of the calculation scheme

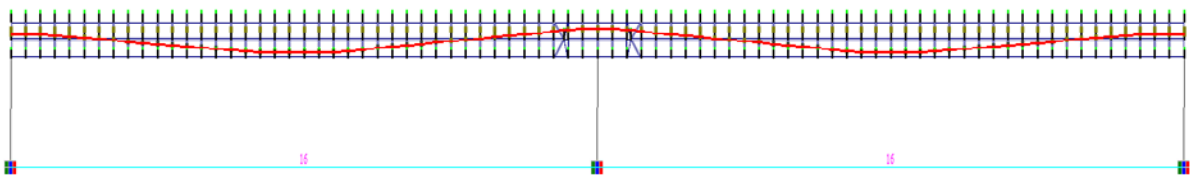


Рис. 6. Розрахункова схема з моделюванням балки пластинчастими елементами
Fig. 6. Calculation scheme with beam modeling using plate elements

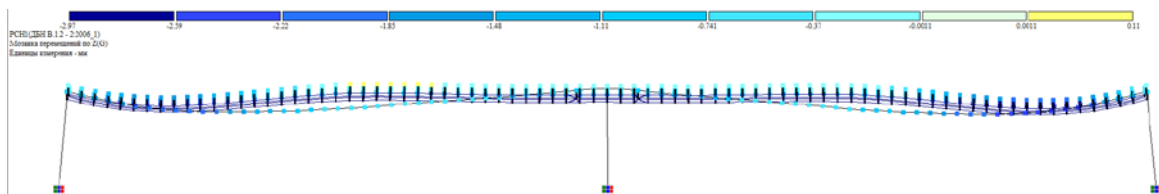


Рис. 7. Розрахункова схема на сумісну дію попереднього напруження та навантажень
Fig. 7. Calculation scheme for the combined action of prestressing and loads

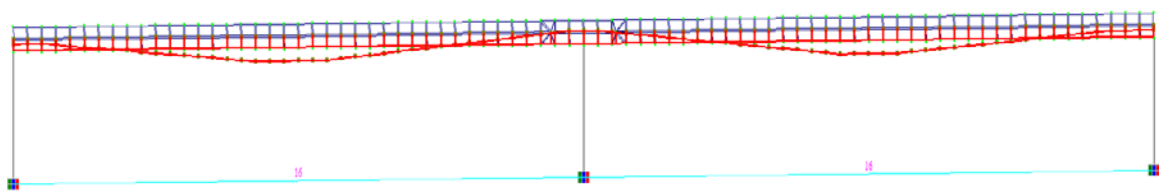


Рис. 8. Розрахункова схема з використанням стержневих елементів
Fig. 8. Calculation scheme using rod elements

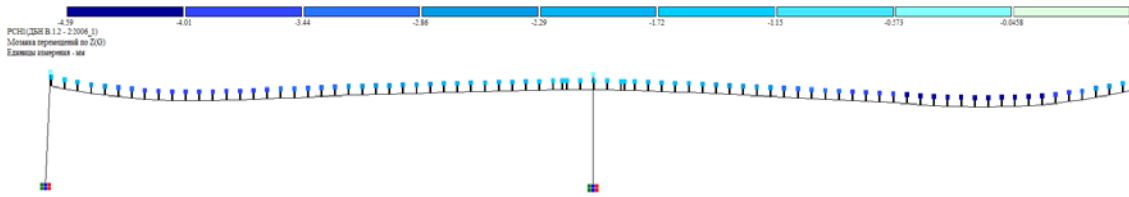


Рис. 9. Розрахункова схема з використанням стержневих елементів на сумісну дію попереднього напруження та навантажень

Fig. 9. Calculation scheme using rod elements for the combined action of prestressing and loads

Розрахунок за допомогою SCAD Office

Провівши розрахунок даної балки на сумісну дію попереднього напруження та навантажень за допомогою програмного комплексу SCAD Office (загальна схема наведена на рис. 10), були отримані наступні результати:

1. моделювання за допомогою пластинчастих елементів (див. рис. 9) Максимальні переміщення в характерних вузлах конструкції склали -3.13 мм (див. рис. 12). Ці значення демонструють мінімальний прогин, що цілком відповідає очікуванням для конструкцій, підсилених попереднім напруженням.
2. моделювання за допомогою балочних елементів (див. рис. 13) Максимальні переміщення в характерних вузлах конструкції склали -4.6 мм (див. рис. 14). Цей підхід демонструє більші значення прогинів, що є наслідком

спрощення взаємодії між бетоном і армуванням, а також нехтування частиною ступенів свободи конструкції.

В даному випадку спостерігається подібність результатів з розрахунковим комплексом LIRA-SAPR. Різниця між отриманими значеннями для пластинчастого моделювання та моделювання із балочних елементів пояснюється відмінностями у врахуванні розподілу напружень і рівня деталізації моделі.

Пластинчасте моделювання доцільно використовувати в задачах, де критично важливим є високий рівень точності, наприклад, при проєктуванні конструкцій із попереднім напруженням, які працюють у складних умовах.

Моделювання за допомогою балочних елементів є прийнятним для попередніх інженерних оцінок або в умовах, коли точність результатів не є визначальною, а швидкість і зменшення обчислювальних витрат мають пріоритет.

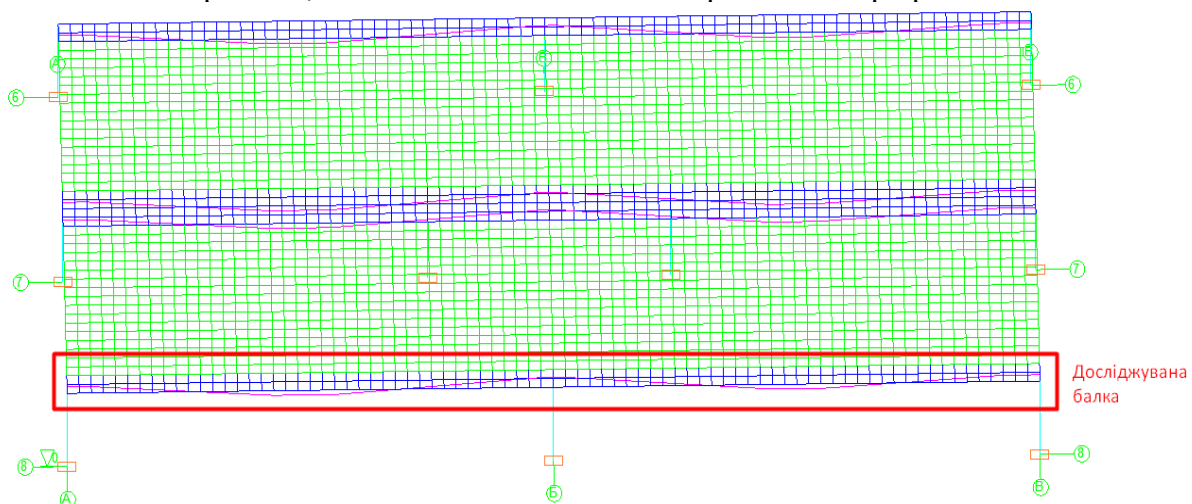


Рис. 10. Загальний вигляд розрахункової схеми

Fig. 10. General view of the calculation scheme

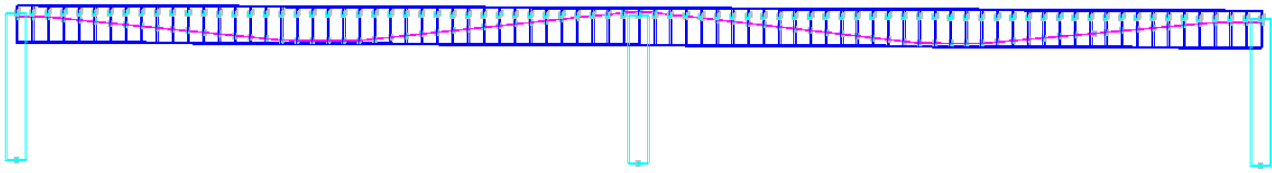
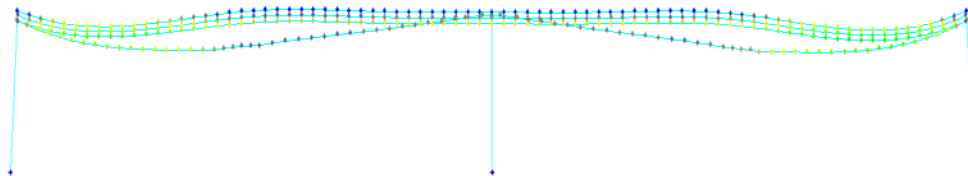


Рис. 11. Розрахункова схема з моделюванням балки пластинчастими елементами

Fig. 11. Calculation scheme with beam modeling using plate elements



✓	-3.13	-2.93	6	█
✓	-2.93	-2.73	4	█
✓	-2.73	-2.53	13	█
✓	-2.53	-2.32	13	█
✓	-2.32	-2.12	17	█
✓	-2.12	-1.92	17	█
✓	-1.92	-1.72	14	█
✓	-1.72	-1.51	21	█
✓	-1.51	-1.31	40	█
✓	-1.31	-1.11	22	█
✓	-1.11	-0.91	15	█
✓	-0.91	-0.7	61	█
✓	-0.7	-0.5	33	█
✓	-0.5	-0.3	4	█
✓	-0.3	-0.1	28	█
✓	-0.1	0.11	19	█

Рис. 12. Розрахункова схема на сумісну дію попереднього напруження та навантажень

Fig. 12. Calculation scheme for the combined action of prestressing and loads

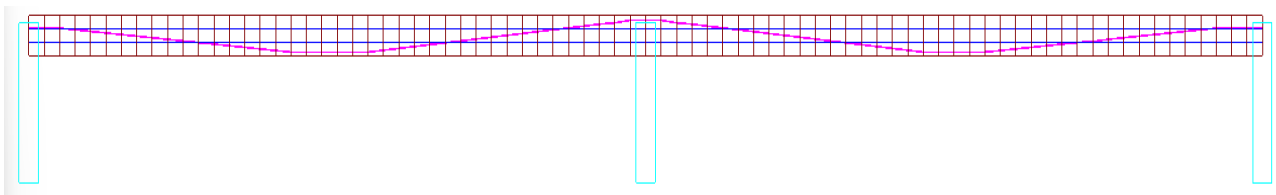
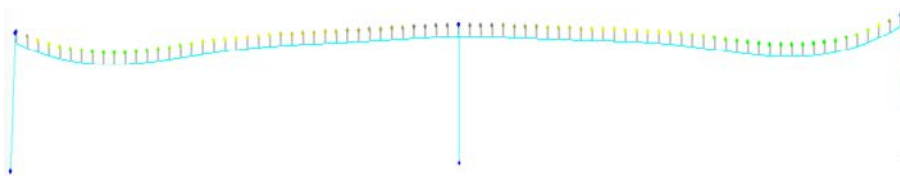


Рис. 13. Розрахункова схема з використанням стержневих елементів

Fig. 13. Calculation scheme using rod elements



✓	-4.6	-4.31	7	█
✓	-4.31	-4.03	2	█
✓	-4.03	-3.74	6	█
✓	-3.74	-3.45	4	█
✓	-3.45	-3.16	5	█
✓	-3.16	-2.88	5	█
✓	-2.88	-2.59	4	█
✓	-2.59	-2.3	6	█
✓	-2.3	-2.01	8	█
✓	-2.01	-1.73	10	█
✓	-1.73	-1.44	12	█
✓	-1.44	-1.15	8	█
✓	-1.15	-0.86	2	█
✓	-0.86	-0.58	0	█
✓	-0.58	-0.29	0	█
✓	-0.29	0	6	█

Рис. 14. Розрахункова схема з використанням стержневих елементів на сумісну дію попереднього напруження та навантажень

Fig. 14. Calculation scheme using rod elements for the combined action of prestressing and loads

Розрахунок за допомогою SOFiSTiK

Провівши розрахунок даної балки на сумісну дію попереднього напруження та навантажень за допомогою програмного комплексу SOFiSTiK (загальна схема наведена на рис. 15), були отримані наступні результати:

- 1. моделювання за допомогою стержневих елементів (див. рис. 13).** Максимальні переміщення в характерних вузлах конструкції склали -2.71 мм (див. рис. 14).

Результати моделювання балки за допомогою стержневих елементів підтверджують доцільність цього підходу для аналізу стандартних попередньо напружених конструкцій. Отримане максимальне переміщення в характерних вузлах конструкції (-2.71 мм) свідчить про ефективність поперед-

нього напруження у компенсації згинальних деформацій та повністю відповідає теоретичним розрахункам для подібних систем.

Стержневий підхід забезпечує баланс між точністю і швидкістю розрахунків, дозволяючи зосередитись на глобальній поведінці конструкції без надмірного ускладнення моделі.

Хоча цей підхід менш деталізований порівняно з пластинчастими чи об'ємними методами, він забезпечує достатню точність для попередніх розрахунків і оптимізації конструктивних рішень.

Таким чином, стержневий підхід у SOFiSTiK є ефективним і практичним для аналізу простих та стандартних конструкцій, де потрібно швидко і точно оцінити основні характеристики, залишаючи можливість для деталізації при необхідності.

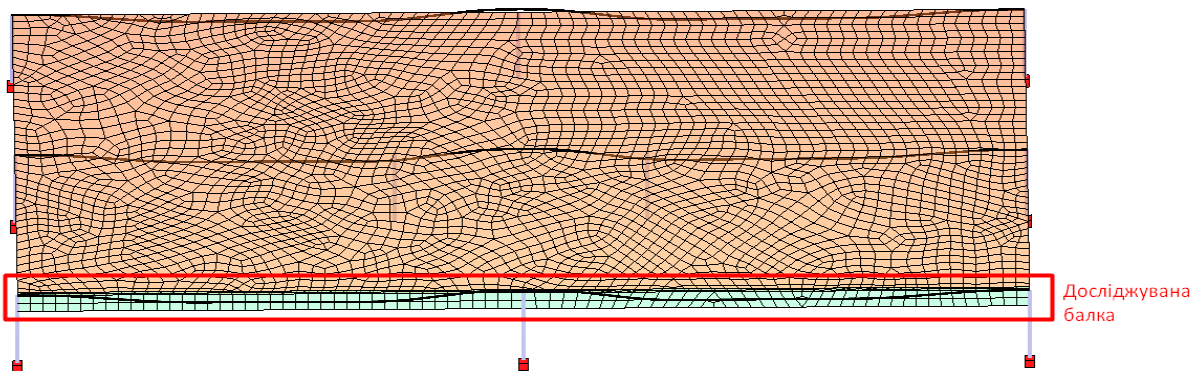


Рис. 15. Загальний вигляд розрахункової схеми
Fig. 15. General view of the calculation scheme

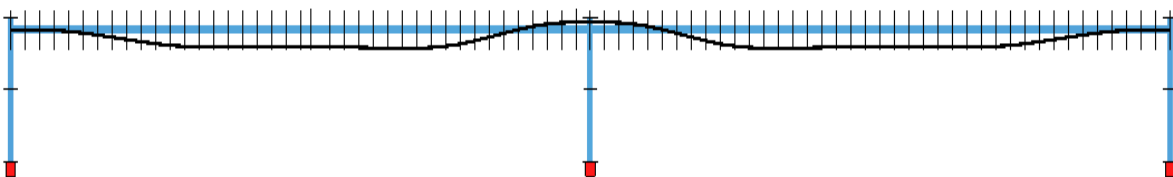


Рис. 16. Розрахункова схема балки
Fig. 16. Beam design diagram



Рис. 17. Розрахункова схема балки на сумісну дію попереднього напруження та навантажень
Fig. 17. Beam design for combined action of prestressing and loads

ПОРІВНЯННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ

1. Розрахунок за допомогою LIRA-SAPR

- Для пластинчастих елементів: максимальні переміщення -2.97 мм. Методика забезпечує високий рівень точності, враховуючи просторовий розподіл напружень, з похибкою 2.35% порівняно з експериментальними даними.

- Стержневе моделювання: максимальні переміщення -4.59 мм. Метод дає завищені значення переміщень через спрощену взаємодію бетону та армування. Підходить для попередніх оцінок, але не для точного аналізу. Результати мають значну похибку відносно експериментальних даних.

2. Розрахунок за допомогою SCAD Office

- Для пластинчастих елементів: максимальні переміщення -3.13 мм. Результати вказують на мінімальний прогин, що відповідає очікуванням для попередньо напружених конструкцій. Методика забезпечує детальне врахування напружено-деформованого стану, з похибкою 2.96% порівняно з експериментальними даними.

- Стержневе моделювання: Максимальні переміщення: -4.6 мм. Як і в LIRA-SAPR, стержневий підхід дає вищі значення прогинів через спрощену модель, що знижує точність. Підходить для швидких розрахунків, але результати мають значну похибку порівняно з експериментальними даними.

3. Розрахунок за допомогою SOFiSTiK

- Стержневе моделювання: максимальні переміщення -2.71 мм. Метод має покращену точність порівняно з LIRA-SAPR та SCAD Office, відповідає теоретичним розрахункам, підтверджуючи ефективність попереднього напруження. Забезпечує оптимальний баланс між точністю і швидкістю, придатний для стандартних конструкцій.

Похибка відносно експериментальних даних становить 12.1%.

ВИСНОВКИ

Методи підсилення конструкцій із попередньо напруженими канатами є ефективним інструментом для швидкого відновлення пошкоджених споруд, зокрема в умовах бойових дій або екстремальних впливів. Зовнішнє постнапруження підвищує несучу здатність конструкцій, мінімізуючи втручання в їх основну структуру, що важливо для оперативного ремонту критичних об'єктів інфраструктури.

Розрахунки за допомогою різних методів моделювання, зокрема пластинчастих та стержневих елементів, показали достатню точність для інженерних задач. Різниця між результатами цих методів є незначною і прийнятною для практичного використання. Пластинчасте моделювання забезпечує більшу деталізацію, що робить його доцільним для складних конструкцій, а стержневий метод ефективний для попередніх оцінок.

Програмні комплекси, такі як SOFiSTiK, SCAD Office та LIRA-SAPR, демонструють високу ефективність у моделюванні конструкцій із попереднім напруженням, сприяючи оптимізації проєктування та забезпеченню точності розрахунків. Проте існує проблема порівняння результатів між різними програмами, що ускладнює вибір оптимального рішення.

Однією з основних проблем є відсутність єдиної національної методології розрахунків для конструкцій із попередньо напруженими канатами. Відсутність стандартизованих підходів та чітких рекомендацій для інженерів може призвести до нерівномірного використання ресурсів і різного рівня безпеки конструкцій.

Для вирішення цієї проблеми необхідно поглибити дослідження в галузі розрахунків попередньо напружених елементів, зокрема через натурні експерименти для верифікації комп'ютерних моделей. Такий підхід підвищить достовірність розрахунків та допо-

може розробити надійну методику проектування конструкцій із попереднім напруженням.

Планується проведення ряду експериментів, щоб порівняти розрахункові результати з реальними даними та сформувавши надійну методику для загального розрахунку залізобетонних елементів із підсиленням за допомогою канатів.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Сморкалов Д.В.** Монолітні залізобетонні конструкції з попередньо напруженими канатами // *Будівельні конструкції. Теорія і практика*. КНУБА. - вип.10, 2022р. С. 136-142
DOI: [10.32347/2522-4182.10.2022.136-142](https://doi.org/10.32347/2522-4182.10.2022.136-142)
2. **Сморкалов Д.В. Винокур В.С.** Методики розрахунку монолітних залізобетонних конструкцій з попереднім напруженням арматурних канатів // *Збірник наук.праць «Будівельні конструкції. Теорія і практика»*. КНУБА. - вип.12, 2023р. С. 73-83.
DOI: [10.32347/2522-4182.12.2023.73-83](https://doi.org/10.32347/2522-4182.12.2023.73-83)
3. **Сморкалов Д.В., Затилюк Г.А., Винокур В.С.** Підсилення монолітних залізобетонних Конструкцій з використанням попередньо Напружених арматурних канатів. // *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*. Луцьк, ЛНТУ. 2024, Випуск 21, С. 224-234.
DOI: [10.36910/6775-2410-6208-2024-11\(21\)-24](https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2024-11(21)-24)
4. **Журавський О.Д., Тимошук В.А.** Розрахунок плоских залізобетонних плит, підсиленних зовнішньою напруженою арматурою. // *Будівельні конструкції. Теорія і практика: зб. наук. пр.* Київ, КНУБА, 2017. Вип. 1. С. 193-198
DOI: [10.32347/2522-4182.1.2017.193-198](https://doi.org/10.32347/2522-4182.1.2017.193-198)
5. **Журавський О. Д., Мельник І. В.** Робота монолітних залізобетонних плит з постнапруженою арматурою // *Вісник Національного університету "Львівська політехніка". Теорія і практика будівництва*. - 2013. - № 755. - С. 135-138. Режим доступу: http://nbuv.gov.ua/UJRN/VNULPTPB_2013_7_55_27
6. **Журавський О.Д., Тимошук В.А.** Дослідження плоскої залізобетонної плити підсиленої зовнішньою напруженою арматурою // *Будівельні конструкції. Теорія і практика: зб. наук. пр.* Київ, КНУБА, 2020. Вип. 7. С. 4-11
DOI: [10.32347/2522-4182.7.2020.4-11](https://doi.org/10.32347/2522-4182.7.2020.4-11)
7. **Єсипенко А.Д., Михайлець О.С.** Системи попереднього напруження на бетон за допомогою канатної арматури. // *Будівельне виробництво*. Вип. №49, -2008.- С.102.
8. **Панченко О. В., Іваницький Я. Л., Кунь П. С., Журавський О. Д.** Визначення довговічності залізобетонних мостових балок, підсилені композитними стрічками // *Фізико-хімічна механіка матеріалів*. - 2017. - Т. 53, № 5. - С. 73-77. - Режим доступу: http://nbuv.gov.ua/UJRN/PKKhMM_2017_53_5_12
9. **Петрик Ю. М.** Оцінка стану використання монолітних залізобетонних перекриттів з напруженням канатної арматури на бетон (пост напруження) у сучасному будівництві України // *Науково-технічний, виробничий та інформаційно-аналітичний журнал* – 2017 – №5 – с.64-67
10. **Петрик Ю.М.** Впровадження в Україні монолітних залізобетонних конструкцій з напруженням канатної арматури на бетон (постнапруження) та їх натуральні випробування. // *Містобудування та територіальне планування*. Вип. 61.К-КНУБА.-2016р. С. 335-342
Режим доступу: http://nbuv.gov.ua/UJRN/MTP_2016_61_42
11. **Петрик Ю.М., Бамбура А.М.** та ін. Натурні випробування інноваційного рішення збірно-монолітного перекриття з пустотними попередньо напруженими плитами та прихованими ригелями. // *Наука та будівництво №2 (12), 2017р.* 19-25с.
12. **Петрик Ю.М.** Впровадження в Україні монолітних залізобетонних конструкцій з напруженням канатної арматури на бетон (постнапруження) та їх натурні випробування // *Містобудування та територіальне планування*. Вип. 61 – 2016. 335-342 с.
13. **Мурашко Л.А., Колякова В.М., Сморкалов Д.В.** Розрахунок за міцністю нормальних та похилих до поздовжньої осі перерізів згинальних елементів за ДБН В.2.6-98:2009 // *Навчальний посібник.-К.:КНУБА, 2011.* 96 с.
14. **ДБН В.2.6-98:2009.** Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – *Мінрегіонбуд України*. Київ, 2011. 71с.
15. **ДСТУ Б.В.2.6-156:2010** Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування– *Мінрегіонбуд України*. Київ, 2011. 166с.
16. **ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010** Єврокод 2 Проектування залізобетонних конструкцій Частина 1-1. Загальні правила і правила для

споруд

17. **EN 1992-1-1:2004** Eurocode 2: Design of concrete structures Part 1-1: *General rules and rules for building*
18. **European Technical Approval** Post-Tensioning Systems 03/0036, - 2018. – 82p
19. **European Technical Approval** Post-Tensioning Systems 06/0022, - 2016. – 47p

REFERENCES

1. **Smorkalov D.V.** Monolitni zalizobetonni konstruksii z poperedno napruzhenymy kanatamy // *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka*, KNUBA, Vyp.-10, 2022. S. 136-142. DOI: [10.32347/2522-4182.10.2022.136-142](https://doi.org/10.32347/2522-4182.10.2022.136-142)
2. **Smorkalov D.V., Vynokur V.S.** Metodyky rozrakhunku monolitnykh zalizobetonnykh konstruksii z poperednim napruzheniam armaturnykh kanativ // *Zbirnyk nauk.prats «Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka»*. KNU-BA.-vyp.12, 2023r. S. 73-83. DOI: [10.32347/2522-4182.12.2023.73-83](https://doi.org/10.32347/2522-4182.12.2023.73-83)
3. **Smorkalov D.V., Zatyliuk H.A., Vynokur V.S.** Pidsylennia monolitnykh zalizobetonnykh Konstruksii z vykorystanniam poperedno Napruzhenykh armaturnykh kanativ. // *Suchasni tekhnologii ta metody rozrakhunkiv u budivnytstvi. Lutsk, LNTU. 2024, Vypusk 21, S. 224-234. DOI: [10.36910/6775-2410-6208-2024-11\(21\)-24](https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2024-11(21)-24)*
4. **Zhuravskiy O.D., Tymoshchuk V.A.** Rozrakhunok ploskykh zalizobetonnykh plyt, pidsylenykh zovnishnoiu napruzhenoiu armaturoiu. // *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka: zb. nauk. pr. Kyiv, KNUBA, 2017. Vyp. 1. S. 193-198. DOI: [10.32347/2522-4182.1.2017.193-198](https://doi.org/10.32347/2522-4182.1.2017.193-198)*
5. **Zhuravskiy O. D., Melnyk I. V.** Robota monolitnykh zalizobetonnykh plyt z postnapruzhenoiu armaturoiu // *Visnyk Natsionalnoho universytetu "Lvivska politehnika". Teoriia i praktyka budivnytstva. - 2013. - № 755. - S. 135-138. Rezhym dostupu: http://nbuv.gov.ua/UJRN/VNULPTPB_2013_75_5_27*
6. **Zhuravskij O.D., Timoshuk V.A.** Doslidzhennya ploskoyi zalizobetonnoyi pliti pidsilenoyi zovnishnoyu napruzhenoyu armaturoyu // *Budivelni konstrukciyi. Teoriya i praktika: zb. nauk. pr. Kiyiv, KNUBA, 2020. Vip. 7. S. 4-11 DOI: [10.32347/2522-4182.7.2020.4-11](https://doi.org/10.32347/2522-4182.7.2020.4-11)*
7. **Yesipenko A.D., Mihajlec O.S.** Sistemi poperednogo napruzheniya na beton za dopomogyu kanatnoyi armaturi. // *Budivelne virobni*ctvo. Vip. №49, -2008.- S.102.
8. **Panchenko O. V., Ivanytskyi Ya. L., Kun P. S., Zhuravskiy O. D.** Vyznachennia dovhovichnosti zalizobetonnykh mostovykh balkok, pidsylenykh kompozytnymy strichkamy // *Fizyko-khimichna mekhanika materialiv. - 2017. - T. 53, № 5. - S. 73-77. - Rezhym dostupu: http://nbuv.gov.ua/UJRN/PHKhMM_2017_53_5_12*
9. **Petryk Yu. M.** Otsinka stanu vykorystannia monolitnykh zalizobetonnykh perekryttiv z napruzheniam kanatnoi armaturi na beton (post napruzhenia) u suchasnomu budivnytstvi Ukrainy // *Naukovo-tekhnichnyi, vyrobnychiy ta informatsiino-analitychnyi zhurnal – 2017 – №5 – s.64-67*
10. **Petrik Yu.M.** Vprovadzhennya v Ukrayini monolitnih zalizobetonnih konstrukcij z napruzheniam kanatnoyi armaturi na beton (postnapruzheniya) ta yih naturalni viprobuvannya. // *Mistobuduvannya ta teritorialne planuvannya. Vip. 61.K-KNUBA.-2016r. S. 335-342*
11. **Petrik Yu.M., Bambura A.M.** ta in. Naturni viprobuvannya innovacijnogo rishennya zbirno-monolitnogo perekryttia z pustotnimi poperedno napruzhenimi plitami ta prihovanimi rigelyami. // *Nauka ta budivnictvo №2 (12), 2017r. 19-25s. Rezhym dostupu: http://nbuv.gov.ua/UJRN/MTP_2016_61_42*
12. **Petrik Yu.M.** Vprovadzhennya v Ukrayini monolitnih zalizobetonnih konstrukcij z napruzheniam kanatnoyi armaturi na beton (postnapruzheniya) ta yih naturni viprobuvannya // *Mistobuduvannya ta teritorialne planuvannya. Vip. 61 – 2016. 335-342 s*
13. **Murashko L.A., Kolyakova V.M., Smorkalov D.V.** Rozrakhunok za micnistyu normalnih ta pohilih do pozdovzhnoyi osi pereriziv z ginalnih elementiv za DBN V.2.6-98:2009 // *Navchalnij posibnik.-K.:KNUBA, 2011. 96 s.*
14. **DBN V.2.6-98:2009.** Konstruksii budynkiv i sporud. Betonni ta zalizobetonni konstruksii. Osnovni polozhennia. – *Minrehion Ukrainy. Kyiv, 2011. 71s.*
15. **DSTU-B.V.2.6-156:2010** Betonni ta zalizobetonni konstruksii z vazkogo betonu. Pravyla proektuvannya – *Minrehion Ukrainy. Kyiv, 2011. 166s.*
16. **DSTU-N B EN 1992-1-1:2010** Evrokod 2 Proektuvannya zalizobetonnih konstrukcij Chastina 1-1. Zagalni pravila i pravila dlya sporud
17. **EN 1992-1-1:2004** Eurocode 2: Design of concrete structures Part 1-1: *General rules and*

rules for building

18. **European Technical Approval** Post-Tensioning Systems 03/0036, - 2018. –82p

19. **European Technical Approval** Post-Tensioning Systems 06/0022, - 2016. –47p

CALCULATION METHODS OF MONOLITHIC REINFORCED CONCRETE STRUCTURES WITH POST-TENSION REINFORCING ROPES

*Dmytro SMORKALOV
Volodymyr VYNOKUR*

Summary. The problem of reinforcing reinforced concrete structures remains one of the key ones in modern construction, especially in view of the increase in operational loads, physical wear, as well as the consequences of natural disasters and military actions. Prestressed ropes allow not only to increase the strength of structures, but also to extend their service life, ensuring the economic feasibility of repair or reconstruction.

This article presents the main methods for calculating such monolithic reinforced concrete structures using the SCAD Office, LIRA-SAPR, SOFiS-TiK software packages.

The main advantage of using prestressed ropes is their ability to evenly distribute the load in the struc-

ture, reducing the risk of cracks and reducing deformations. Improving calculation methods, through the use of software packages, allows you to optimize these processes, ensuring the accuracy and efficiency of engineering solutions.

In Ukraine, there is an increasing implementation of modern and effective construction methods, which is demonstrated by the growing popularity of technologies such as the use of prestressed reinforcement in monolithic reinforced concrete structures. This contributes to improving the quality, durability and reliability of buildings, as well as optimizing the consumption of materials and resources. This approach forms new standards in construction and ensures competitiveness in the international market.

The main goal of the article is to promote the dissemination, research and implementation of monolithic construction technologies using prestressed cable reinforcement. An important aspect is the creation of a modern regulatory framework that will allow for the effective design and construction of such structures. This will help to increase the level of reliability, durability and safety of construction sites, and will also contribute to the development of innovative solutions in the construction sector of Ukraine.

Keywords: prestressed monolithic reinforced concrete structures; strengthening methods; software complexes; post-tensioning; rope; anchor; structural calculation.

Стаття надійшла до редакції 04.09.2024

ЗАСТОСУВАННЯ КЛЕЄНОЇ ТА ПОПЕРЕЧНО-КЛЕЄНОЇ ДЕРЕВИНИ ПРИ РЕКОНСТРУКЦІЇ ТА НОВОМУ БУДІВНИЦТВІ

Денис МИХАЙЛОВСЬКИЙ¹, Микола КОМАР², Тетяна СКЛЯРОВА³,
Богдан БОНДАРЧУК⁴

^{1,3,4} Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037

² ВСП «Інститут інноваційної освіти Київського національного університету будівництва і архітектури»
4, вул. Освіти, Київ, Україна, 03037

¹ mykhailovskyi.dv@knuba.edu.ua, <https://orcid.org/0000-0003-3151-8630>

² komar_man@knuba.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0002-3631-8999>

³ skliarova.ts@knuba.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0001-9162-3999>

⁴ bondarchuk_br@knuba.edu.ua, <https://orcid.org/0000-0002-5307-5159>

Анотація. Стаття присвячена актуальній проблемі відновлення зруйнованих внаслідок воєнних дій будівельних об'єктів України. Розглянуто питання виготовлення та ефективного застосування панелей з поперечно-клеєної деревини та інших виробів з клеєної деревини для застосування при реконструкції, відновленню пошкоджених будівельних об'єктів та новому будівництві. Чому може сприяти доступність сировинної бази, її відновлюваність та легкість видобування і обробки.

Поперечно-клеєна деревина – це відносно новий будівельний матеріал на основі деревини, який являє собою масив з дошок склеєних пошарово у взаємно перпендикулярному напрямку. Шари пиломатеріалу склеюються між собою під тиском, утворюючи фактично монолітну плиту.

Виготовлення поперечно-клеєної деревини вирішує одну з важливих задач, а саме використання малих і середніх розмірів поперечних перерізів дошок для створення великих масивів, що дозволяє значно економити ділову деревину.

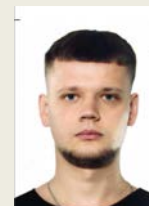
Наведені основні переваги клеєної та поперечно-клеєної деревини як будівельних матеріалів та доведена доцільність їх застосування для будівель і споруд різноманітного функціонального призначення. Представлено приклади зведених сучасних багатоповерхових будинків з використанням панелей з поперечно-клеєної деревини в усьому світі.

Завдяки нівелюванню частини вад цільної деревини та збереженню однієї з основних переваг, а саме малій вазі при відносно великих зна-



Денис МИХАЙЛОВСЬКИЙ

професор кафедри металевих та дерев'яних конструкцій,
д.т.н., професор



Микола КОМАР

старший викладач кафедри будівництва та інформаційних технологій,
доктор філософії



Тетяна СКЛЯРОВА

асистент кафедри металевих та дерев'яних конструкцій



Богдан БОНДАРЧУК

здобувач архітектурного факультету

ченнях міцності, клеєна та поперечно-клеєна деревина може стати одним з основних матеріалів при забудові нових територій та відновленні чи реконструкції пошкоджених внаслідок воєнних

дій будинків і споруд різноманітного призначення.

Мала вага конструкцій з клеєної та поперечно-клеєної деревини зменшить затрати на підсилення існуючих конструкцій та витрати матеріалів на нові фундаменти за умови нового будівництва як мінімум на 30% в порівнянні з будинками зведеними за допомогою більш традиційних матеріалів.

Ключові слова: поперечно-клеєна деревина; панелі з поперечно-клеєної деревини; метод пресування; технологія виготовлення; відновлення та реконструкція; багатоповерхові будинки; ефективність застосування.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Актуальність представленого дослідження зумовлена необхідністю пропозицій з післявоєнної реконструкції, відновлення та зведення нових будівель в Україні. Враховуючи фактор тотального знищення сотень тисяч будівельних об'єктів різноманітного призначення в Україні військами російської федерації, одним з першочергових питань після закінчення війни стане питання, їх відновлення, реконструкції та зведення нових будівель в найкоротші терміни. Таким чином, дослідження присвячено одному з варіантів її вирішення.

Одним з перспективних матеріалів для відновлення будівельних об'єктів при значному занепаді виробництва будівельних матеріалів і виробів можуть стати конструкції з цільної та клеєної деревини (далі – КД), а також таких матеріалів як поперечно-клеєна деревина (далі – ПКД) та брус з клеєного шпону. Цьому сприятиме розповсюдження деревини, достатній запас запасів деревини в Україні та Європейських країнах, а також ряд позитивних властивостей деревини як конструкційного матеріалу, насамперед відносно високу міцність, при малій густині. Це дозволить значно зменшити вагу надземної конструкції, або конструкцій при реконструкції чи відновлення, що значно зменшить навантаження на фундамент при новому будівництві і навантаження на існуючі

несучі конструкції пошкоджених будівельних об'єктів, а значить зменшить затрати на підсилення останніх.

Щорічні об'єми заготівлі деревини в світі становлять 2,6 млрд. м³, що вдвічі перевищує виробництво сталі і цементу. При цьому щорічний приріст деревини становить більше 7 млрд. м³ [1]. Це говорить про великий резерв застосування деревини як одного з основних будівельних матеріалів.

ПКД, більш відома в світовій практиці як CLT (скорочено від англ. - cross laminated timber) набуває все ширшого застосування завдяки своїм високим міцнісним та архітектурно-естетичним властивостям [2, 3]. Панелі з ПКД використовують в якості несучих стін та плит перекриття і покриття в мало- та багатоповерхових будинках різноманітного призначення [4, 5, 6].

Основним критерієм ефективності нового матеріалу є його область застосування в будівництві та обсяги виробництва, що визначають попит. За останні 10 років панелі з ПКД отримали велику популярність в проєктах багатоповерхових будинків (від 8 поверхів і вище), при цьому обсяги виробництва стрімко зростають [7, 8, 9]. Важливою перевагою панелей з ПКД є можливість виконання швидкого монтажу будівель, так, наприклад, зведення 18-ти поверхового будинку в Канаді було завершено всього за 2 місяці, і цей фактор також дуже важливий в умовах післявоєнного відновлення житлового фонду України.

Назва походить від англійського Laminated Veneer Lumber (брус з клеєного шпону). LVL виготовляють клейовим з'єднанням шарів шпону, товщиною від 2 до 3 мм, хвойних порід деревини (сосна, ялина). На відміну від простої фанери волокна сусідніх шарів розташовуються паралельно один одному. LVL - матеріали виробляються у вигляді різного розміру плит і бруса. Конструкційні LVL - матеріали можна обробляти не тільки у виробничих умовах, а й прямо на будівельному майданчику.

Показники характеристичного значення міцності на згин і розтяг вздовж волокон бруса з клеєного шпону майже вдвічі перевищують ті самі значення для цільної та клеєної деревини, при збереженні всіх інших

позитивних властивостей. Саме це дозволило розширити галузь застосування бруса з клеєного шпону для зведення несучих каркасів будівельних конструкцій, в якості елементів кроквяних конструкцій, міжповерхових та горищних балок перекриття як при новому будівництві так і при реконструкції. В останні 10 років було розроблено високоміцний брус з клеєного шпону бука з показниками міцності перевищуючими міцність клеєної деревини в 3-4 рази [10].

Данні дослідження досвіду застосування конструкцій з КД та ПКД виконуються для вирішення ряду проблем:

1. Популяризації сучасних будівельних конструкцій на основі деревини.
2. Розширення існуючих тенденцій впровадження КД та ПКД з урахуванням світової практики застосування в умовах реконструкції та/або нового будівництва.

МЕТА РОБОТИ

Дослідити досвід впровадження КД та ПКД в сучасній світовій практиці будівництва з урахуванням їх позитивних властивостей.

Специфіка теми дослідження зумовила вибір наукових методів. В якості основних використовувалися аналітичний метод для

дослідження матеріалів і конструкцій на основі деревини, метод порівняльного аналізу для аналізу ефективності використання іноземного новітнього досвіду застосування таких конструкцій в будівлях і спорудах різноманітного призначення, який дозволив висловити певні судження щодо можливих варіантів реконструкції і відновлення пошкоджених і зруйнованих об'єктів та зведення нових будівель і споруд.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Поперечно-клеєна деревина - це конструкційний матеріал, одержаний в результаті склеювання під тиском розташованих взаємно перпендикулярно ламелей – дошок (рис. 1), можливо з різних класів міцності деревини з вологістю 8-12%. Розмір таких панелей має такі геометричні параметри: товщина 57 - 500 мм, ширина до 4,5 м, довжина до 20 м. Довжина панелей обмежена лише технологічними потужностями заводу виробника. Панелі з поперечно-клеєної деревини формують з непарної кількості шарів, як правило, з трьох, п'яти або семи. Кількість і товщина шарів панелі приймається за розрахунком, для кожного конструктивного елементу в залежності від напружено-деформованого стану.

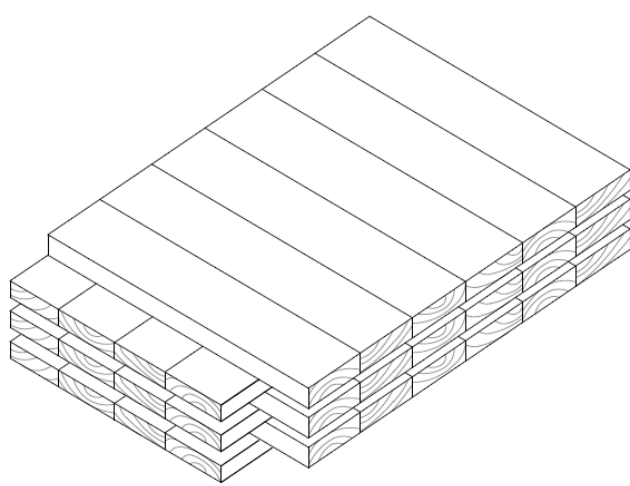


Рис.1. Схема розташування дошок в панелі з поперечно-клеєної деревини.

Fig.1. Scheme of the arrangement of lamellas in a panel of cross-laminated timber.

Панелі з поперечно-клеєної деревини використовують в якості несучих та самонесучих стін, перегородок та плит перекриття і покриття в мало- та багатоповерхових будинках різноманітного призначення, що можливо, як при реконструкції так і при новому будівництві.

Якість панелей з ПКД, з необхідними характеристиками міцності і жорсткості, залежить від технологічних операцій, і в першу чергу від методу пресування. Величина тиску пресування приймається при виробництві панелей з ПКД приймається від 0,8 до 1,5 МПа, і коригується в залежності від товщини панелі. Існують такі способи виробництва панелей з ПКД, як гідравлічне, вакуумне і механічне пресування. Схеми гідравлічного і вакуумного пресування показані на рис. 2.

Гідравлічне пресування панелей з ПКД забезпечує рівномірне навантаження поверхні покладених дошок за допомогою системи гідравлічних домкратів. При даному виді виробництва панелей з ПКД також використовується горизонтальна підпресовка, яка перешкоджає збільшенню щілин між до-

шками через ефект горизонтального зміщення при вертикальному пресуванні, що неможливо при вакуумному способі виробництва панелей з ПКД. Ще однією перевагою гідравлічного методу є можливість вирівнювання різних нерівностей або відхилень товщин дошок.

Вакуумне пресування дозволяє виконувати склеювання панелей з ПКД при рівні тиску 0,05-0,1 МПа. При цьому необхідно жорстко дотримуватись чітких правил щодо допуску товщин дошок і якості їх острожки. Ще одним видом пресування панелей з ПКД є механічна запасовка, при якій забезпечується тиск 0,01-0,2 МПа, що можна порівняти з тиском, створюваним при вакуумному способі виробництва панелей з ПКД. Перевагою даного методу пресування є його дешевизна і доступність.

При виробництві панелей з ПКД використовуються однокомпонентні поліуретанові, меламін-формальдегідні та меламінокарбомідні формальдегідні клеї. Вибір клею в значній мірі залежить від ряду факторів, серед яких, вологість дошок, час пресування, тиск пресування тощо. Нанесення клею, як правило, виконується механічно.

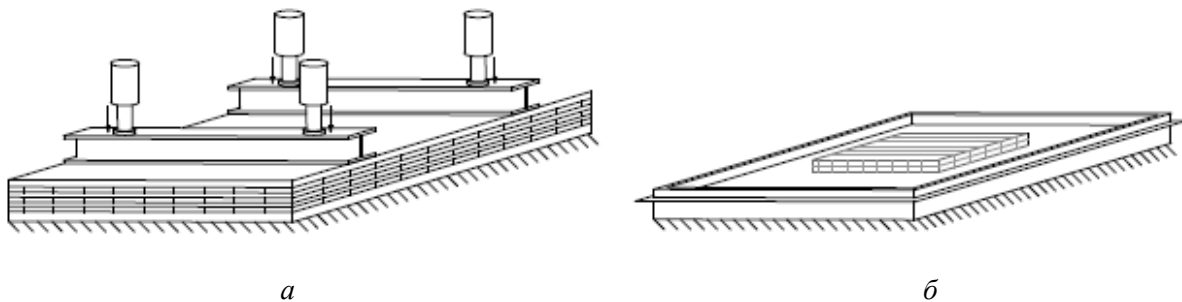


Рис.2. Методи пресування панелей з поперечно-клеєної деревини:

a – гідравлічний; *б* – вакуумний.

Fig.2. Methods of pressing cross-laminated timber panels:

a - hydraulic; *b* – vacuum.

Для виготовлення панелей з ПКД дошки повинні бути відсортовані за класом міцності. В одному шарі дошок допускається відхилення по міцності тільки для 10% дошок, клас міцності яких має бути вище основної кількості дошок з показником міцності не вище ніж на 35%.

Ідея масивної дерев'яної панелі придбала різні інтерпретації і доповнення, створивши

при цьому широкий ряд різновидів панелей (рис. 3), в яких зустрічається не тільки комбінація з різних пиломатеріалів, а й різні види з'єднань дошок як з використанням клею, так і з механічними з'єднаннями у вигляді різноманітних нагелів і гвинтів.

Будівництво дерев'яних багатоповерхових будинків обходиться на 5-20% дешевше,

ніж аналогічні будинки з застосуванням металу чи залізобетону, в тому числі зі збірних залізобетонних панелей. Це тому, що використовуються більш прості інструменти, а самі панелі мають меншу вагу, що впливає на більш економічну конструкцію фундаме-

нтів та зменшує витрати при монтажі та транспортуванні. Збірні дерев'яні багатоповерхові будинки рекомендують будувати в сейсмонезбезпечних районах. Вони поведуть себе при сейсмічних навантаженнях набагато краще, ніж аналогічні залізобетонні чи навіть будинки з металевим каркасом.

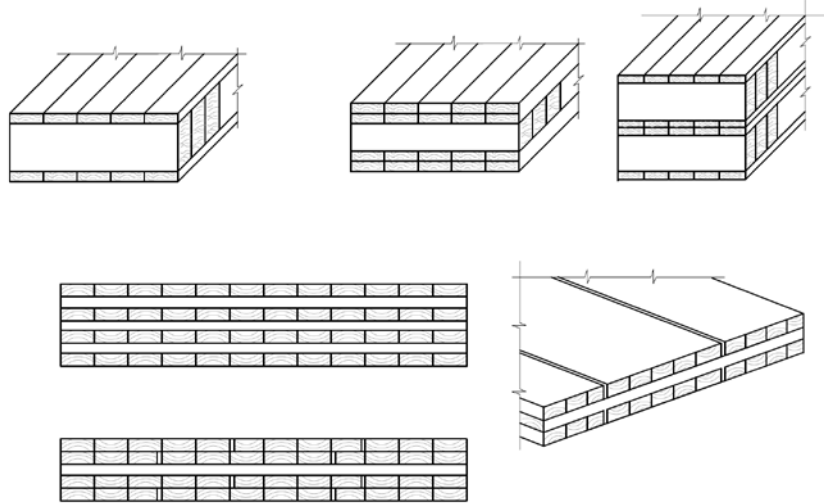


Рис.3. Структурні модифікації панелей з поперечно-клеєної деревини.

Fig.3. Structural modifications of cross-laminated timber panels.

У 2008 році у північно-східному районі Лондона (рис. 4) зведено дев'ятиповерховий будинок, який отримав назву – Stadthaus. Проект будинку розроблений британським архітектурним бюро Waugh Thistleton. У будинку не тільки несучі стіни і перекриття, але й ядра жорсткості – ліфтові та сходові шахти - виготовлені з панелей із ПКД.



Рис.4. Дев'ятиповерховий будинок в Лондоні. [11].

Fig.4. Nine-storey building in London, [11].

У тому ж 2008 році в Мельбурні, Австралія завершено будівництво десятиповерхового будинку з назвою Forte Building (рис. 5).



Рис.5. Десяти поверховий будинок Forte Building в Мельбурні,. [12]

Fig.5. The ten-storey Forte Building in Melbourne, [12]

У тому ж 2008 році в районі Пренцлауер-Берг в Берліні було зведено семиповерховий дерев'яний будинок "Е3" (рис. 6).

Зведення будинку "Е3" тривало лише 10 тижнів. В середньому будівництво кожного поверху займало менше 10 днів.

"При будівництві „Е3“ було витрачено на 30 % менше енергії, ніж при зведенні аналогічних будинків з традиційними бетонними та металевими конструкціями», - відзначив архітектор Том Каден.

На початку 2014 року в районі Гельсінкі Ахтісаарі (Jätkäsaari) розпочато будівництво



Рис.6. Семиповерховий будинок "Е3" в Берліні, [12]

Fig.6. Seven-story building "E3" in Berlin, [12]

Архітектор проекту Арне Ульссон каже: «Серйозним завданням виявилася боротьба з різними застарілими міфами, які люди приймають за "правду про дерев'яні будинки". Довелося пояснювати людям, що пожежні вимоги до будинків однакові як для будинку з деревини, так і бетону. В будинках з деревини необхідної межі вогнестійкості легше досягти, при проектуванні даний параметр враховується при спеціальному розрахунку».

Звичайно певні металеві деталі при будівництві будинку використовувалися. Однак маса такої несучої конструкції з деревини в три рази менше, ніж аналогічна, виконана із сталі або залізобетону, що суттєво впливає

кварталу дерев'яних багатоповерхових будинків світового класу Wood City (рис. 7).

В 2015 році побудовані перші житлові будинки та паркувальний комплекс, а в 2016 року - офісні будівлі і готелі. Проект став наймасштабнішим кварталом дерев'яних багатоповерхівок у Фінляндії. Дерев'яне будівництво недешево, але, в той же час, високо екологічне. Крім цього, при будівництві нових будівель особливу увагу було приділено підвищенню їх енергоефективності.



Рис.7. Дерев'яні багатоповерхові будинки в Гельсінкі, [12]

Fig.7. Wooden multi-storey houses in Helsinki, [12]

на розміри і конструкцію фундаментів а також на будівельно-монтажні роботи.

Серед переваг дерев'яного домобудування фахівці також відзначають, що воно передбачає високий відсоток заводського виготовлення, а це дозволяє замістити витрати на оплату праці робітників на будівельних майданчиках. До того ж зведення дерев'яних будинків потребує набагато менше часу, ніж будівництво залізобетонних будівель, а це дозволяє також значно зменшити витрати.

Останнє десятиріччя розвиток будівництва з використанням панелей із поперечно-клеєної деревини нагадує змагання по досягненню найбільшої висоти зведених будинків. Так в 2015 році в Норвегії побудовано

чотирнадцятиповерховий будинок “Treet Bergen” (рис.8, *a*), який побив рекорд висоти десяти поверхового будинку “Forte Building” в Мельбурні.

А в 2017 році рекорд висотності встановлює “Brock Commons Tallwood House” – 18-поверховий студентський гуртожиток у містечку Пойнт Грей Університету Британської Колумбії в Канаді (рис.8, *б*).

В 2019 році в Норвегії на північно-східному березі озера Мйоса в селищі Брумундаль, що знаходиться в 1,5 години їзди на північ від м. Осло завершено будівництво 18-поверхового будинку “Mjøstårnet”, висотою 85,4 м, з загальною житловою площею 11 300 м² (рис.8, *в*).

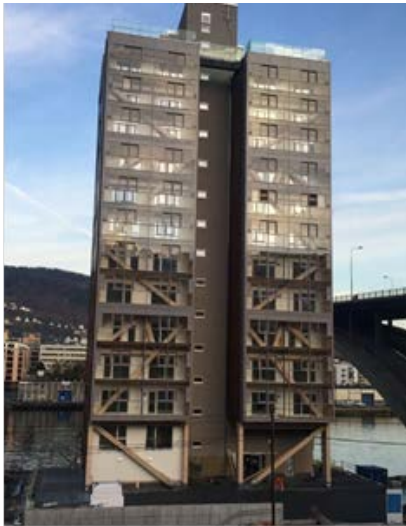
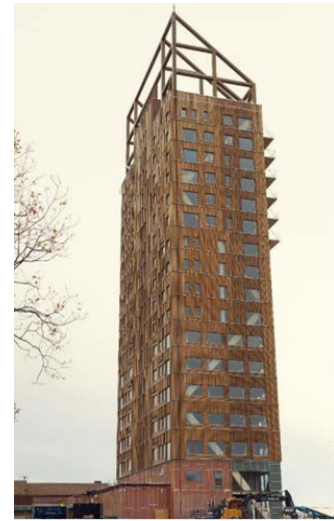
*a**б**в*

Рис.8. Багатоповерхові будинки з панелей із поперечно-клеєної деревини:

a - “Treet Bergen” в Норвегії (14 поверхів, висотою 51 м) [21]; *б* - “Brock Commons” в Канаді (18 поверхів, висотою 53 м) [22]; *в* - “Mjøstårnet” в Норвегії (18 поверхів, висотою 85,4 м). [23].

Fig.8. High-rise buildings made of cross-laminated timber panels:

a - “Treet Bergen” in Norway (14 floors, height 51 meters) [21]; *b* - “Brock Commons” in Canada (18 floors, 53 meters high) [22]; *c* - “Mjøstårnet” in Norway (18 floors, height 85,4 meters) [23].

Змагання продовжується і надалі.

Канадський архітектор Майкл Грін розробив проєкт дерев'яного 30-поверхового будинку під назвою “Tall Wood”, в якому врахував всі недоліки попередніх дерев'яних висоток. “Tall Wood” - частина групи дерев'яних хмарочосів, які архітектор планує побудувати по всьому світу, починаючи з Норвегії та Австрії і закінчуючи Австралією. Основну конструкцію хмарочоса збираються робити зі звичайної клеєної деревини. Пан Грін вважає, що 30 поверхів - не межа, можна будувати і більш високі будівлі. В одному зі своїх інтерв'ю архітектор відзначив, що побудувати висотні будинки з дерева зовсім не складно, куди складніше

змінити ставлення людей до подібних будинків. Шведські архітектори з компанії CF Moller Architects запроектували хмарочос з дерева в 34 поверхи який планується звести в Стокгольмі. Причому за розрахунками архітектурної компанії будівництво хмарочоса має бути дешевше, ніж будівля аналогічної висоти, побудована з бетону чи сталі.

У чинних вітчизняних нормах проєктування [14] відсутня методика та рекомендації щодо проєктування і розрахунку панелей з ПКД. Однак, в роботах провідних вітчизняних вчених в галузі дерев'яного будівництва подальшого розвитку набуває і розвиток теорії розрахунку будинків з за-

стосуванням панелей із ПКД [15], і різноманітних вузлів з'єднання між панелями собою [16-20].

Як показує європейська практика сьогодні, дерев'яне будівництво навіть висотних будинків - реальність. Найбільша перевага дерев'яних будинків в тому, що вони є екологічним житлом. І це поступово стає нормою як в багатьох країнах Європи, так і всього світу. Враховуючі достатні запаси деревини в Україні, наявність і достатню простоту технологічних ліній по виготовленню ПКД, легкість їх монтажу і багато інших факторів, саме за допомогою таких панелей можна в найкоротші терміни відновити і створити нові будівлі і споруди в зруйнованих війною містах і селах України.

Будівництво з панелей із ПКД, безумовно, як і інші види будівництва, має ряд переваг: екологічність, легкість, надійність, висока сейсмостійкість тощо. Детальніше опишемо їх нижче.

Екологічність. Всі дошки виготовлені з натуральних матеріалів хвойних порід. Крім того, клеї також виготовляються з 100% екологічної сировини.

Вогнестійкість. Незважаючи на те, що матеріал виготовлений з натурального дерева, він має високу вогнестійкість.

Легкість. У порівнянні з бетоном, панелі з ПКД в 6 разів легші.

Надійність. Панелі з ПКД добре показали себе за дії динамічних навантажень.

Висока сейсмостійкість плит з ПКД. Це пояснюється природними пружними властивостями деревини. З цього приводу в Японії в 2009 році проведено натурні випробування 7-поверхової будівлі з панелей із ПКД. Випробування проводили на найбільшому в світі сейсмологічному стенді. Будівля витримала 14 послідовних сейсмічних поштовхів магнітудою близько 7-8 балів і практично не зазнала пошкоджень.

До переваг також можна віднести низьку теплопровідність плити із ПКД (0,13 Вт / мк) і високу питому теплоємність (2,10 кДж/кг).

Зовнішні стіни з панелей із ПКД є готовою основою для влаштування навісних фасадів.

Україна також долучається до будівництва з деревини та матеріалів на її основі. Свідченням цього може слугувати побудований в 2024 році Центр протезування та ортезування в м. Львів (рис. 9).

Будівлю загальною площею більше 1000 м² зведено з панелей із ПКД. При будівництві використано 320 м³ деревини, порядку 1200 одиниць різноманітних виробів з ПКД.

Найбільша панель з ПКД, яка застосована при будівництві, має довжину 17,0 м та ширину 3,5 м.



Рис.9. Центр протезування та ортезування в м.Львів, [24].

Fig.9. Prosthetics and orthotics center in Lviv, [24].



Рис.10. Надбудова з рам із клеєної деревини. Фото з власного архіву.

Fig.10. Superstructure made of glued timber frames. Photo from own archive.

Додатково слід відмітити і застосування клеєної деревини в якості окремих конструкцій: колон, балок, рам, арок тощо [25-31]. Маючи такі самі позитивні властивості конструкції з КД мають ще більш широкий діапазон застосування, особливо при реконструкції чи відновленні будинків і споруд різноманітного призначення. Несучі дерев'яні конструкції при надбудовах додаткових поверхів дозволяють суттєво зменшити витрати на підсилення існуючих фундаментів, а також зменшити тривалість будівельно-монтажних робіт, що є дуже важливим в умовах реконструкції.

На рис. 10 показано приклад надбудови двох поверхів з застосуванням рам з клеєної деревини. Рами в зібраному стані одразу з балками перекриття монтувались в проектне положення, що значно спростило багато технологічних процесів на будівельному майданчику.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Війна в Україні призвела до повного чи часткового руйнування багатьох будівельних об'єктів в різних регіонах України, які потребуватимуть післявоєнної відбудови чи відновлення, в залежності від технічного стану. Завдяки своїм позитивним якостям деревина та інші матеріали на її основі, такі як клеєна та поперечно-клеєна деревина, можуть допомогти значно скоротити терміни відновлення та відбудови. Кожен з цих матеріалів заслуговує на широке використання при реконструкції да і новому будівництві будівельних об'єктів різноманітного функціонального призначення.

Кожен пошкоджений чи зруйнований об'єкт має підлягати окремому аналізу з позиції доцільності відновлення чи реконструкції з технічної та економічної точок зору, для чого мають бути проведені спеціальні дослідження, проведені обстеження, вишукувальні роботи та зроблено техніко-економічне обґрунтування в тому числі і застосування тих чи інших будівельних матеріалів.

ЛІТЕРАТУРА

20. **Steinlin, H.**, Die holzproduktion der welt, ökologische, soziale und ökonomische aspekte. In: *Holz als Rohstoff in der Weltwirtschaft* (Plochmann, R. And Loffler, H., Eds). Landwirtschaftsverlag, Münster-Hiltrup. – P.14–44.
21. **Downing B, Spickler K** Timber tower research project (2013) *Chicago: Softwood Lumber Board*, 72 p.
22. **Harch B J L** The investigation into the optimisation of cross laminated timber panels for use in the Australia building industry (2010) *Australia: Queensland University of Technology*, 119 p.
23. **Dujic, B., Strus, K., Zarnic, R., Ceccotti, A.**, Prediction of dynamic response of a 7-storey massive wooden building tested on a shaking table (2007) *Slovenia: World Connection on Timber Engineering*, 8 p.
24. **Ashtari, S.**, In-plane stiffness of cross-laminated timber floors. 2012. *Master Thesis. Vancouver: The University of British Columbia*, 146 p.
25. **Joseph F. Miller.** Design and analysis of mechanically laminated timber beams using shear keys (2009) *USA, Michigan: Michigan technological University*, 211 p.
26. **Flaig M., Blass H.J.** Keilgezinkte rahmenecken und satt eldachträger aus brett sperrholz. *Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau* 29, *KIT Scientific Publishing, Karlsruhe*, 2015, 180 p.
27. **Flatscher G., Bratulic K. & Schickhofer G.**, “Screwed joints in cross-laminated timber structures”, *13th World Conference on Timber Engineering (WCTE), Quebec, Canada, 2014*, P. 8.
28. **Михайловський Д.В.** Застосування деревини та деревинних матеріалів у будівництві / *Міжнародний інформаційно-технічний журнал Обладнання та інструмент для професіоналів (деревообробка) - №4 / 199. - Харків, 2017. - С.40 – 44.*
29. **Z-9.1-837** brettsschichtholz aus buchen-furnierschichtholz, Pollmeier Furnierwerkstoffe GmbH, *Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt)*, 2013, valid until 02.12.2018. – 10 p.
30. **Cvetković Radovan, Stojić Dragoslav, Krsić Sonja, Marković Nemanja.** Innovative structural CLT system in projecting and building of student houses *January 2015 Facta universitatis - series Architecture and Civil Engineering* 13(1):57-64

31. **Summary report:** Survey of international tall wood buildings. / *Forestry Innovation Investment & BSLC – may 2014* – 28 p.
32. **Pierre Landel.** Swedish Technical Benchmarking of Tall Timber Buildings. *Wood building technology RISE Report 2018:67*
33. **ДБН В.2.6-161 (2017)** Дерев'яні конструкції. Основні положення. Київ, "Укравхбудінформ", 125 с.
34. **Mykhailovskiy D.** Method of calculation of panel buildings from cross-laminated timber / *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles.* – К.: KNUBA, 2021. – Issue 107. – P. 75-88.
35. **Бідаков А., Пустовойтова О., Распопов Є., Страшко Б.** Порівняльний аналіз експериментальних досліджень та чисельних розрахунків міцності вклеєних стрижнів у CLT панелях. *Технічні науки та технології № 1 (19), 2020* – С.321–328.
36. **Бідаков А. М., Распопов Є. А., & Страшко Б. О.** Розрахунок міцності пкд панелей при згині з урахуванням деформацій зсуву / *Збірник наукових праць. Науковий вісник будівництва. (2020) Том 99 № 1 - Харківський національний університет будівництва та архітектури, 28-34 с.*
37. **Бідаков А. М., Распопов Є. А., Пустовойтова О. М. & Страшко Б. О.** Особливості метода зсувної аналогії для розрахунку міцності пкд панелей при згині. *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури, (2020). Вип. № 2 березень . – Дніпро: ДВНЗ ПДАБА,. С 10-16.*
38. **Бідаков А. М., Распопов Є. А., Пустовойтова О. М., & Страшко Б. О.** Вплив технології виробництва пкд панелей на їх показники міцності та жорсткості. *Комунальне господарство міст. Серія «Технічні науки та архітектура» Харківський національний університет міського господарства імені О. М. Бекетова – Випуск 154., (2020), С 165-172.*
39. **Бідаков А. М., Распопов Є. А., Пустовойтова О. М., & Страшко Б. О.,** Міцність деревини за умови роликового зсуву. // *Наукове видання вісник харківського національного автомобільно-дорожнього університету Збірник наукових праць - Харківський національний автомобільно-дорожній університет - Випуск № 89. С 82-89.*
40. **Jean-Marc Jaeger, Ingrid Bertin, Jordi Cornudella, Robert Le Roy.** Quand les immeubles de grande hauteur sont en bois. *Annales du Bâtiment et des travaux publics, Eska, 2017, 69.*
41. **Angelique Pilon, Zahra Teshnizi and Diana Lopez.** An Overview of The Construction of A Tall Wood Building - Brock Commons Tallwood House. *NZ Journal of Forestry, May 2018, Vol. 63, No. 1.*
42. **R. Abrahamsen.** Mjøstårnet – 18 storey timber building completed. *Internationales Holzbau-Forum IHF 2018.*
43. **Романа Балуга.** Сайт Львівської міської ради: У Львові збудували Центр протезування та ортезування міжнародного рівня. 10.05.2024: [Електронний ресурс]. - *Режим доступу: <https://city-adm.lviv.ua/news/science-and-health/medicine/301570-u-lvovi-zbuduvaly-tsentr-ortezuvannia-ta-ortezuvannia-mizhnarodnoho-rivnia>*
44. **Кліменко В.З.** Конструкції з дерева і пластмас. – К.: Вища школа, 2000. – 304с.
45. **Кліменко В. З.** Конструкції з клеєної деревини. Світовий досвід / *Промислове будівництво та інженерні споруди. (2009) - № 1. – С. 39-43.*
46. **Кліменко В. З.** Вітчизняний досвід впровадження в капітальному будівництві конструкцій з клеєної деревини. Здобутки і проблеми / *Будівництво України. – (2009). -№ 5. – С. 17-21.*
47. **Кліменко В. З.** Конструкції з клеєної деревини в балкових покриттях / *Строительные материалы и изделия. – (2011). - №2 (67). - С. 14-17.*
48. **Михайловський, Д. В., Матюшенко Д. М.** Експериментальні та чисельні дослідження гнукотклеєних рам з клеєної деревини. // *Чернігівський науковий часопис. (2012) № 1 (3). –С. 92–99.*
49. **Погореляк А.П., Романюк В.В., Чернолоз В.С., Погореляк О.А.** Конструкції з деревини і пластмас. – Рівне: РДТУ, 2001.- 392 с.
50. **Гомон С.С.** Конструкції із дерева та пластмас. *Навчальний посібник. – Рівне: НУВГП, 2016. – 219 с.*

REFERENCES

1. **Steinlin, H.,** Die holzproduktion der welt, ökologische, soziale und ökonomische aspekte. *In: Holz als Rohstoff in der Weltwirtschaft (Plochmann, R. And Loffler, H., Eds). Landwirtschaftsverlag, Münster-Hiltrup. – P.14–44.*
2. **Downing B, Spickler K** Timber tower research project (2013) *Chicago: Softwood Lumber Board, 72 p.*

3. **Harch B J L** The investigation into the optimisation of cross laminated timber panels for use in the Australia building industry (2010) *Australia: Queensland University of Technology*, 119 p.
4. **Dujic, B., Strus, K., Zarnic, R., Ceccotti, A.**, Prediction of dynamic response of a 7-storey massive wooden building tested on a shaking table (2007) *Slovenia: World Connection on Timber Engineering*, 8 p.
5. **Ashtari, S.**, In-plane stiffness of cross-laminated timber floors. 2012. *Master Thesis. Vancouver: The University of British Columbia*, 146 p.
6. **Joseph F. Miller**. Design and analysis of mechanically laminated timber beams using shear keys (2009) *USA, Michigan: Michigan technological University*, 211 p.
7. **Flaig M., Blass H.J.** Keilgezinkte rahmenecken und satt eldachträger aus brett sperrholz. *Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau* 29, *KIT Scientific Publishing, Karlsruhe, 2015*, 180 p.
8. **Flatscher G., Bratulic K. & Schickhofer G.**, “Screwed joints in cross-laminated timber structures”, *13th World Conference on Timber Engineering (WCTE), Quebec, Canada, 2014*, P. 8.
9. **Mykhailovskyi D.V.** Zastosuvannia derevyny ta derevynnykh materialiv u budivnytstvi / *Mizhnarodnyi informatsiino-tekhnicnyi zhurnal Obladnannia ta instrument dlia profesionaliv (derevoob-robka) - №4 / 199. Kharkiv, 2017. S.40 – 44.*
10. **Z-9.1-837** brett-schichtholz aus buchen-furnierschichtholz, *Pollmeier Furnierwerkstoffe GmbH, Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), 2013, valid until 02.12.2018. – 10 p.*
11. **Cvetković Radovan, Stojić Dragoslav, Kراسić Sonja, Marković Nemanja.** Innovative structural CLT system in projecting and building of student houses *January 2015 Facta universitatis - series Architecture and Civil Engineering* 13(1):57-64
12. **Summary report:** Survey of international tall wood buildings. / *Forestry Innovation Investment & BSLC – may 2014 – 28 p.*
13. **Pierre Landel.** Swedish Technical Benchmarking of Tall Timber Buildings. *Wood building technology RISE Report 2018:67.*
14. **DBN V.2.6-161 (2017)** Dereviani konstruktzii. Osnovni polozhennia. *Kyiv, "Ukrarkhbudinformat", 125 s.*
15. **Mykhailovskyi D.** Method of calculation of panel buildings from cross-laminated timber / *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles. – K.:KNUBA, 2021. – Issue 107. – P. 75-88.*
16. **Bidakov A., Pustovoitova O., Raspopov Ye., Strashko B.** Porivnialnyi analiz eksperymentalnykh doslidzhen ta chyselnykh rozrakhunkiv mitsnosti vkleienykh stryzhniv u CLT paneliakh.. *Tekhnichni nauky ta tekhnolohii № 1 (19), 2020 – C.321–328.*
17. **Bidakov A. M., Raspopov Ye. A., & Strashko B. O.** Rozrakhunok mitsnosti pkd panelei pry zghyni z urakhuvanniam deformatsii zsuvs / *Zbirnyk naukovykh prats. Naukovyi visnyk budivnytstva. (2020) Tom 99 № 1 - Kharkivskiyi natsionalnyi universytet budivnytstva ta arkhitektury*, 28-34 s.
18. **Bidakov A. M., Raspopov Ye. A., Pustovoitova O. M. & Strashko B. O.** Osoblyvosti metoda zsuvsnoi analohii dlia rozrakhunku mitsnosti pkd panelei pry zghyni. *Visnyk Prydniprovskoi derzhavnoi akademii budivnytstva ta arkhitektury, (2020). Vyp. № 2 berezen . – Dnipro: DVNZ PDA-BA., C 10-16.*
19. **Bidakov A. M., Raspopov Ye. A., Pustovoitova O. M., & Strashko B. O.** Vplyv tekhnolohii vyrobnytstva pkd panelei na yikh pokaznyky mitsnosti ta zhorstkosti. Komunalne hospodarstvo mist. *Seriia «Tekhnichni nauky ta arkhitektura» Kharkivskiyi natsionalnyi universytet miskoho hospodarstva imeni O. M. Beketova – Vypusk 154., (2020), S 165-172.*
20. **Bidakov A. M., Raspopov Ye. A., Pustovoitova O. M., & Strashko B. O.** Mitsnist derevyny za umovy rolykovoho zsuvs. // *Naukove vydannia visnyk kharkivskoho natsionalnoho avtomobilno-dorozhnoho universytetu Zbirnyk naukovykh prats - Kharkivskiyi natsionalnyi avtomobilno-dorozhniyi universytet - Vypusk № 89. S 82-89.*
21. **Jean-Marc Jaeger, Ingrid Bertin, Jordi Cornudella, Robert Le Roy.** Quand les immeubles de grande hauteur sont en bois. *Annales du Bâtiment et des travaux publics, Eska, 2017, 69.*
22. **Angelique Pilon, Zahra Teshnizi and Diana Lopez.** An Overview of The Construction of A Tall Wood Building - Brock Commons Tallwood House. *NZ Journal of Forestry, May 2018, Vol. 63, No. 1.*
23. **R. Abrahamsen.** Mjøstårnet – 18 storey timber building completed. *Internationales Holzbau-Forum IHF 2018.*
24. **Romana Baluka.** Sait Lvivskoi miskoi rady: U Lvovi zbuduvaly Tsentri protezuvannia ta ortezuvannia mizhnarodnoho rivnia. 10.05.2024: [Elektronnyi resurs]. - Rezhym dostupu:

<https://city-adm.lviv.ua/news/science-and-health/medicine/301570-u-lvovi-zbuduvaly-tsentr-protezuвання-ta-ortezuvannia-mizhnarodnoho-rivnia>

25. **Klimenko V. Z.** Konstruktsii z dereva i plastmas. – K.: Vyshcha shkola, 2000. – 304s.
26. **Klimenko V. Z.** Konstruktsii z kleienoi derevyny. Svitovyi dosvid / *Promyslove budivnytstvo ta inzhenerni sporudy.* (2009) - № 1. – S. 39-43..
27. **Klimenko V. Z.** Vitchyzniani dosvid vprovadzhennia v kapitalnomu budivnytstvi konstruktsii z kleienoi derevyny. Zdobutky i problemy / *Budivnytstvo Ukrainy.* – (2009). -№ 5. – S. 17-21.
28. **Klimenko V. Z.** onstruktsii z kleienoi derevyny v balkovykh pokryttiakh / *Stroytelnye materyaly y yzdelyia.* – (2011). - №2 (67). - S. 14-17.
29. **Mykhailovskiy, D. V., Matiushchenko D. M.** Eksperymentalni ta chyselni doslidzhennia hnutokleienykh ram z kleienoi derevyny. // *Chernihivskiy naukoviy chasopys.* (2012) № 1 (3). –S. 92–99.
30. **Pohoreliak A.P., Romaniuk V.V., Chornoloz V.S., Pohoreliak O.A.** *Konstruktsii z derevyny i plastmas.* – Rivne: RDTU, 2001.- 392 s.
31. **Homon S.S.** Konstruktsii iz dereva ta plastmas. Navchalnyi posibnyk. – Rivne: NUVHP, 2016. – 219 s.

APPLICATION OF LAMINATED AND CROSS-LAMINATED TIMBER IN RECONSTRUCTION AND NEW CONSTRUCTION

*Denis MYKHAYLOVSKYI,
Mykola KOMAR,
Tetiana SKLIAROVA
Bogdan BONDARCHUK*

Summary. The article is devoted to the actual problem of restoration of construction objects of Ukraine destroyed as a result of military actions. The issue of manufacturing and effective application of cross-laminated timber panels and other

products made of laminated timber for use in reconstruction, restoration of damaged construction objects and new construction is considered. Why can the availability of the raw material base, its renewability and ease of extraction and processing contribute.

Cross-laminated timber is a relatively new building material based on timber, which is an array of boards laminated in layers in a mutually perpendicular direction. The layers of lumber are laminated together under pressure, forming a virtually monolithic slab.

The production of cross-laminated timber solves one of the important problems, namely the use of small and medium-sized cross-sections of boards to create large arrays, which allows you to significantly save commercial timber.

The main advantages of laminated and cross-laminated timber as building materials are given and the feasibility of their application for buildings and structures of various functional purposes is proven. Examples of modern high-rise buildings constructed using cross-laminated timber panels around the world are presented.

Due to the elimination of some of the defects of whole timber and the preservation of one of the main advantages, namely, low weight with relatively high strength values, laminated and cross-laminated timber can become one of the main materials for the development of new areas and the restoration or reconstruction of damaged ones as a result of military actions, buildings and structures of various purposes.

The low weight of structures made of laminated and cross-laminated timber will reduce the cost of strengthening existing structures and the cost of materials for new foundations in the case of new construction by at least 30% in comparison with houses erected using more traditional methods - these materials.

Keywords: cross-laminated timber; cross-laminated timber panels; pressing method; manufacturing technology; restoration and reconstruction; multi-story buildings; efficiency of application.

Стаття надійшла до редакції 25.09.24.

РЕЗУЛЬТАТИ ТЕХНІЧНОГО ОБСТЕЖЕННЯ ЛОГІСТИЧНОГО ЦЕНТРУ У МІСТІ БРОВАРИ, ПІСЛЯ РАКЕТНО - АРТИЛЕРІЙСЬКОГО ОБСТРІЛУ У БЕРЕЗНІ 2022 РОКУ

Микола ДОБРОХЛОП¹, Єгор ДОБРОХЛОП²

¹ Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037

² ТОВ «В.С. Проект»

м. Одеса, пров. Світлий, 3, 65062

¹ nik.dobrohlop@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-6393-786X>

² eguard@gmail.com, <http://orcid.org/0009-0009-2275-1925>

Анотація. У статті наведені результати обстеження і деталі руйнування залізобетонних конструкцій будівлі холодильника з вбудовано-прибудованими адміністративно-побутовими приміщеннями. Будівля отримала пошкодження внаслідок влучання двома крилатими ракетами «повітря-земля», а потім по будівлі і прилеглій території неодноразово були нанесені удари системами залпового вогню «Град» під час бойових дій у лютому-березні 2022 р. Наслідком влучання ракет стала масштабна пожежа, яка тривала декілька днів, через неможливість її гасіння під час ведення бойових дій на відстані до 10 кілометрів від будівлі. Наслідком потрапляння в будівлю боєприпасів і пожежі стало руйнування несучих залізобетонних конструкцій каркасу будівлі, втрата стійкості і руйнування елементів будівлі.

В статті стисло описуються характеристики будівлі (конструктивна схема, види конструкцій) і наводяться різні типи руйнувань несучих залізобетонних конструкцій каркасу будівлі, в залежності від основних чинників, які на них впливали (механічний вплив, динамічні навантаження і довготривалий вплив на конструкції високої температури при пожежі). Наведені та проілюстровані фотографіями різні види руйнування як попередньо напружених згинальних елементів, так і нена



Микола ДОБРОХЛОП

доцент кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій,
Заслужений будівельник України,
к.т.н. доцент



Єгор ДОБРОХЛОП

Інженер-проектувальник
1 категорії, провідний інженер
технічного нагляду

пружених залізобетонних колон, що зазнали динамічного навантаження та температурного впливу від пожежі.

Також наведено схема розташування зон пошкодження конструкцій в будівлі, і проведена попередня оцінка впливу різних чинників на руйнування несучих залізобетонних конструкцій каркасу будівлі, вплив їх на стійкість і несучу здатність конструкцій.

Ключові слова: залізобетонні конструкції, руйнування, пожежа, обстріл, пошкодження.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Перед виконавцями обстеження була поставлене завдання обстежити пошкоджені обстрілом і пожежею об'єкт, і визначити можливість його подальшого використання.

Об'єкт розташований за адресою Київська область, Броварський р-н, с. Квітневе, вул. Гоголівська 1-А. Має загальні габаритні розміри в осях 354x173,5 м., складався з одноповерхового холодильника з приміщеннями експедиції, двох триповерхових вбудовано-прибудованих адміністративно-побутових блоків і двоповерхового вбудовано-прибудованого технічного блоку (компресорні, ТП).

Будівля блоку холодильних камер виконана за каркасною безкісцевою схемою із збірних залізобетонних колон, залізобетонних двосхилих балок прольотом 24 м. та залізобетонних таврових балок прольотом 12 м. В будівлі блоку холодильних камер крок крайніх колон вздовж цифрових та літерних осей складає 12 м. Крок середніх колон вздовж цифрових осей складає 24 м., вздовж літерних осей 12 м. Будівля блоку холодильних камер складається із 4 блоків, що розділені деформаційними швами. 3 блоки мають розміри 72 x 120 м. і 1 блок має розміри 96x120 м. Фундаменти залізобетонні пальові, кушові зі збірними ростверками. Палі вдавлюванні, перерізом 500 x 500 мм. Глибина підшви паль 5,8 м нижче поверхні землі.

По кушам паль виконані монолітні ростверки, на яких змонтовані залізобетонні стакани 2400x1800x1200 мм під збірні залізобетонні колони. Каркас виконаний зі збірних залізобетонних колон довжиною 14,4 м. В зоні адміністративних блоків використані залізобетонні колони висотою 4,8 та 3,6 м, залізобетонні ригелі і круглопустотні панелі довжиною 6,3 м.

По залізобетонному каркасу була виконана підсистема з металевих прокатних елементів для кріплення сандвіч-панелей стін і покрівлі.

Будівля одного з адміністративно-побутових блоків (в осях 1-4) була відділена від

будівлі холодильника брандмауерною стіною з цегли, товщиною 250 мм.

Загальний вигляд об'єкту до обстрілу наведено на Рис. 1.



Рис. 1. Загальний вигляд об'єкту до обстрілу
Fig. 1. General view of the object before the shelling

Слід зазначити, що після проведення обстеження і оцінки стану пошкоджених конструкцій, всі будівельні конструкції надземної частини блока холодильника з приміщеннями експедиції і одного з двох адміністративно-побутових блоків (в осях 34-38) були демонтовані і вивезені.

Після детального обстеження із застосуванням неруйнівних методів було прийнято рішення про можливість використання при відбудові існуючих ростверків пальових фундаментів.



Рис. 2. Загальний вигляд пошкодженого об'єкту (вигляд з південної сторони).
Автор фото Доброхлоп М.І.

Fig. 2. Overall view of the damaged object (direction – north).

Photo by Dobrokhlop M.

За наданою інформацією, перший удар був нанесений 12.03.2022 р. двома крилатими ракетами «повітря-земля», а потім неодноразово були нанесені удари системами залпового вогню «Град», про що свідчать отвори у стінових панелях, та вражаючі елементи, що були знайдені на території об'єкту під час обстеження.



Рис. 3. Загальний вигляд пошкодженого об'єкту (вигляд з північної сторони). Автор фото Доброхлоп М.І.

Fig. 3. Overall view of the damaged object (direction – south). Photo by Dobrokhlop M.

Перша з ракет, вочевидь, потрапила в центральну частину будівлі холодильника, де викликала об'ємну пожежу. При потрапленні ракети зруйновано було частину конструкцій в центральній частині холодильника

Інша влучила в праву триповерхову адміністративну частину будівлі, де на 1-му поверсі був розташований склад з комп'ютерною технікою. При пожежі в цьому приміщенні, внаслідок наявності великої кількості літій-іонних акумуляторів, була зафіксована дуже висока температура горіння. Вигляд фасаду після пожежі в адміністративній частині можна побачити на Рис. 4.



Рис. 4. Загальний вигляд пошкодженого об'єкту (вигляд з боку пошкодженого адміністративного корпусу). Автор фото Доброхлоп М.І.

Fig. 4. Overall view of the damaged object (view from the side of the damaged administrative building). Photo by Dobrokhlop M.

На супутниковому фото [24], (Рис.6), що зроблено у перші дні після обстрілу, можливо розрізнити два локальні епіцентри руйнувань.



Рис. 5. Загальний вигляд пошкодженого об'єкту (вигляд зі південно-західної сторони). Автор фото Доброхлоп М.

Fig. 5. Overall view of the damaged object (direction – northeast). Photo by Dobrokhlop M.

Перший знаходиться в центральній частині (в холодильному корпусі, площею біля 300 м²), інший у верхньому (правому) куті будівлі. (в адміністративному корпусі, площею біля 400 м²).



Рис. 6. Супутникова зйомка пошкодженого об'єкту [24].

Fig.6. Satellite imagery of the object [24]

Пожежа, що сталася після влучання, продовжувалася та збільшувалася за рахунок подальших обстрілів реактивними системами залпового вогню та артилерії росіян у період з 12.03 по 15.03.2022 р. Це зробило неможливим термінове гасіння пожежі, викликало численні випадки руйнування колон внаслідок динамічних навантажень. Вигляд фасаду після пожежі в блоку холодильника можна побачити на Рис. 2, Рис.3 та Рис.5.

На схемі руйнувань, Рис. 7, показано руйнування після майже 2-х тижневої пожежі два епіцентри максимальних руйнувань. Перший епіцентр руйнувань знаходиться між літерними осями(12-27) і цифровими(Д-Л), (місце потраплення 1-ї ракети). Він має площу суцільного руйнування конструкцій вже близько 15000 м².

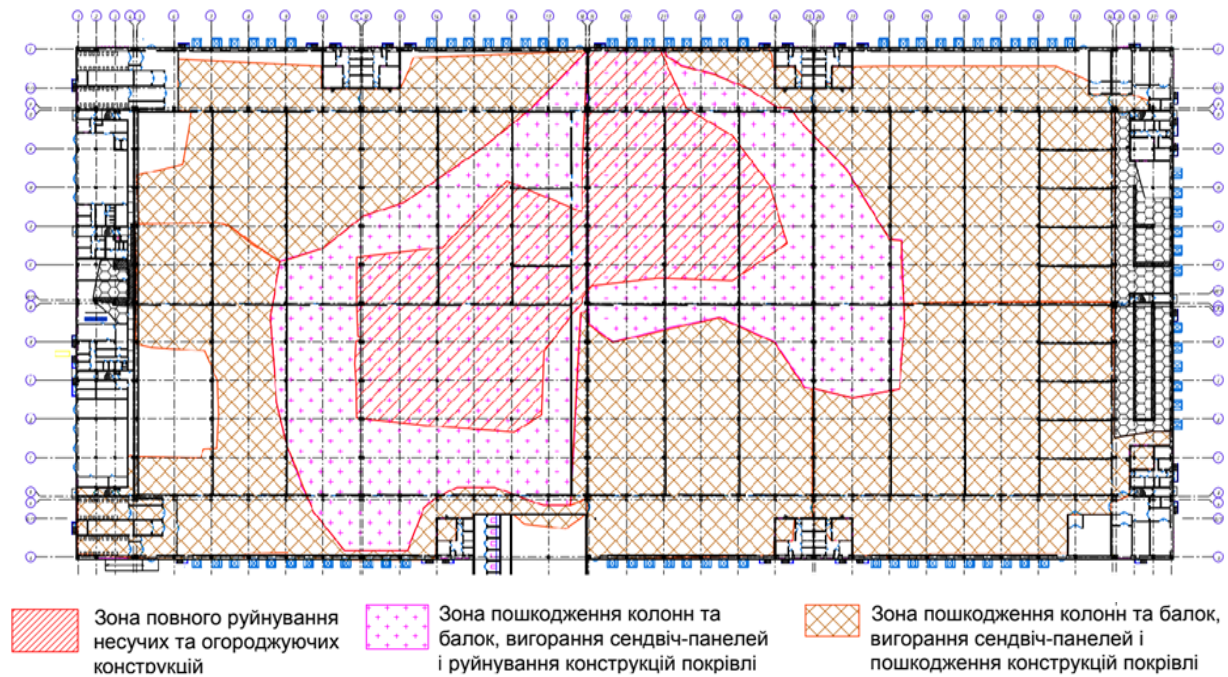


Рис. 7. Схема руйнувань
Fig.7. Map of the damaged areas

Другий епіцентр руйнувань – в зоні адміністративно-побутового блоку між осями (34-38) та (Д-Л). Він має площу критичного пошкодження конструкцій вже близько 3000 м².

Необхідно зазначити, що будівельні конструкції об'єкту були під комбінованим впливом як динамічних навантажень внаслідок обстрілу, так і температурних внаслідок пожежі (Рис. 8.).



Рис. 8. Пошкодження стінки двотаврової балки від потрапляння боєприпасів. Автор фото Доброхлоп Є.
Fig. 8. Damage to the wall of an I-beam from ammunition impact.
Photo by Dobrokhlop Ye.

Найбільш характерним проявом впливу температури на будівельні конструкції є повне руйнування в зоні пожежі захисного

шару бетону, до робочої арматури. (Рис. 9.-10).



Рис. 9. Руйнування захисного шару балки. Автор фото Доброхлоп Є.
Fig. 9. Destruction of the protective layer of the beam.
Photo by Dobrokhlop Ye



Рис. 10. Руйнування захисного шару балки. Автор фото Доброхлоп Є.
Fig. 10. Destruction of the protective layer of the beam.
Photo by Dobrokhlop Ye.

В зоні адміністративного корпусу (другий центр максимальних руйнувань) під впливом температури відшарувався захисний шар бетону на колонах і балках. Круглопустотні плити перекриття були зруйновані внаслідок зниження модуля пружності стали при нагріванні і втрати зчеплення арматури з бетоном, (Рис. 11). Це може свідчити, що температура в зоні пошкодження конструкцій тривалий час перевищувала 700°C.

Наведені та проілюстровані фотографіями різні види руйнування попередньо напружених згинальних елементів, що зазнали динамічного навантаження та температурного впливу від пожежі, так і ненапружених залізобетонних колон.



Рис. 11. Пошкодження круглопустотних плит перекриття і балок в зоні високотемпературного горіння.

Автор фото Доброхлоп Є.

Fig. 11. Damage to round hollow slabs and beams in the high-temperature combustion zone. Photo by Dobrokhlop Ye.

Треба зазначити, що за результатами обстеження несучі конструкції холодильника і вбудовано-прибудованого адміністративно-побутового блоку в осях 34-38 були визначені як повністю зруйновані і непридатні до подальшого використання. На цей час уламки будівлі демонтовані і виконуються монтажні роботи по відновленню холодильника.

ВИСНОВКИ

За результатами обстеження можна зробити наступні висновки:

- 1) Потрапляння боєприпасів, навіть таких потужних як крилаті ракети в будівлю з каркасною безкісцевою схемою

із збірних залізобетонних колон і залізобетонних двосхилих балок не викликала моментального переходу конструкцій будівлі в аварійний стан. Динамічні навантаження від боєприпасів могли зруйнувати декілька окремих елементів каркасу, проте суцільне руйнування будівлі відразу не відбулося.

- 2) Основною причиною руйнування конструкцій в центральній частині холодильника був довготривалий (протягом декількох днів) вплив високої температури, який викликав руйнування захисного шару бетону попередньо напружених згинальних елементів (балок) і стиснутих елементів (колон), деформацію (температурне відпускання) попередньо напруженої арматури. Це викликало порушення стійкості і подальше обвалення елементів каркасу.
- 3) В зоні трьохповерхового адміністративного блоку через високу температуру і інтенсивність пожежі на 1-му поверсі будівлі, сталося відшарування захисного шару бетону на колонах і балках. Руйнування, чи порушення стійкості колон і балок не сталося, насамперед через низькі, як для габаритів конструкцій навантаження, великі резерви по міцності конструкцій і досить швидке закінчення пожежі в цих приміщеннях після вигорання горючих матеріалів.
- 4) Попередньо напружені круглопустотні плити перекриття були зруйновані внаслідок зниження модуля пружності стали при нагріванні і втрати зчеплення арматури з бетоном. Після втрати зчеплення відбулося руйнування нижньої зони плит перекриття, з виходом назовні деформованої арматури. Виключно через низькі навантаження на плити (в приміщеннях на 2 поверсі були розміщені тільки адміністративні приміщення) не відбулося обвалення плит перекриття, незважаючи на їх зібкість.

ЛІТЕРАТУРА

1. ДСТУ 9273:2024. «Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та

- оцінювання їхнього технічного стану. Механічний опір та стійкість» [На заміну ДСТУ-Н Б. В.1.2-18:2016; Чинні від 2024-10-01]. // ДП «УкрНДНЦ» 2024 р. 73 с.
2. **ДБН В. 2.6-98:2009.** Державні будівельні норми України. Конструкції будинків і споруд. Бетонні і залізобетонні конструкції. Основні положення / *Мінрегіонбуд України*. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
 3. **ДБН В.1.2-14:2018.** Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. – [На заміну ДБН В.1.2-14:2009; Чинні від 2019-01-01]. – К.: *Укрархбудінформ*, 2018. – 30 с.
 4. **ДСТУ-Н Б EN 1990-1-2:2010.** Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-2. Загальні дії. Дії на конструкції під час пожежі (EN 1991-1-2:2002, IDT+ EN 1991-1-2:2002/AC:2013, IDT+ NA:2013) / *Мінрегіон України*. – Мінрегіон України, 2011. – 75 с.
 5. **ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:2012** Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1992-1-2:2004, IDT) / *Мінрегіон України*. – Мінрегіон України, 2013. – 129 с.
 6. **Fire Design of Concrete Structures - Materials, Structures and Modelling**, Bulletin 38, *Fe´de´ration Internationale du Be´ton*, p. 97, *Lausanne*, 2007.
 7. **Клименко В.З. Белов І.Д.** Випробування конструкцій, обстеження та моніторинг будівель і споруд // *Підручник /Клименко В.З. Белов І.Д. - К. Кондор видавництво – 2015. – 572 с.*
http://pdf.lib.vntu.edu.ua/books/2022/Klimenko_2015_572.pdf
 8. **Нужний, В.** (2022) Перші дослідження ушкоджень будівель і споруд внаслідок бойових дій. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (11), 104–114.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.11.2022.104-114>
 9. **Гладишев Г., Гладишев Д.** Визначення зони теплового впливу пожежі за результатами обстеження конструкцій перекриття . *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (10), 32–41.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.10.2022.32-41>
 10. **Кріпак, В. & Колякова, В.** (2021). Взаємозалежність конструктивних і розрахункових схем будівлі. // *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, 1(8), 17–24.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.8.2021.17-24>
 11. **Отрош Ю.А.** Розробка підходу до визначення технічного стану будівельних конструкцій при дії силових та високотемпературних впливів // *Вісник ОДАБА „Будівельні конструкції”*. Вип. 71, *Одеса, ОДАБА*, 2018. – С. 54-60.
http://nbuv.gov.ua/UJRN/Vodaba_2018_71_10
 12. **Отрош Ю.А.** Методика визначення технічного стану будівельних конструкцій виробничих будівель після пожежі / Ю.А. Отрош // *Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту*. – 2016. – №. 160. – С. 111-119.
<https://doi.org/10.18664/1994-7852.160.2016.70236>
 13. **Пушкаренко А.С.** Оцінка можливості експлуатації залізобетонних конструкцій після пожежі // *Збірник наукових праць „Проблеми пожежної безпеки”*. Вип. 27, *Львів, НУЦЗУ*, 2010. С. 175-179.
<https://nuczu.edu.ua/sciencearchive/ProblemsOfFireSafety/vol27/04.pdf>
 14. **Shpakova, H., & Shpakov, A., & Kripak, W., & Koliakova, V.** (2024) Structural and technological aspects of conservation of street art on buildings damaged during the war. *International Journal of Conservation Science*, 15, 103-118.
[DOI:10.36868/IJCS.2024.SI.09](https://doi.org/10.36868/IJCS.2024.SI.09)
 15. **Solodei, I., Ruvin, O., Koliakova, V., & Kulikov, O.** (2024). Постановка задачі взаємодії споруди і ґрунтового пластичного середовища в умовах динамічних еволюційних процесів. *Strength of Materials and Theory of Structures*, (112), 83-92.
<https://doi.org/10.32347/2410-2547.2024.112.83-92>
 16. **Shyamala G., Mahesh V., Rajesh Kumar K. & Rajasri Reddy I.** Thermal behavior of Concrete subjected to elevated temperature: Case Studies. *OP Conf. Series: Materials Science and Engineering* 981 (2020) 032068
<https://doi.org/10.1088/1757-899X/981/3/032068>
 17. **S. Krishna Priya Rao and Tezeswi Tadepalli.** High-Temperature Behaviour of Concrete: A Review. *Conference Paper · January 2024*
https://doi.org/10.1007/978-981-99-7464-1_13
 18. **Pimienta P., Alonso MC, McNamee RJ, Mindeguia** Behaviour of high-performance concrete at high temperatures: some highlights. *JC (2017) RILEM Tech Lett* 2:45–52.
<https://doi.org/10.21809/rilemtechlett.2017.53>

19. **Шеховцов , В., Фесенко, О., Малахов , В., & Бондаренко, О.** (2024). Відновлення із надбудовою житлових будинків масових серій 1960-х років зі збірного залізобетону. Будівельні конструкції. Теорія і практика, (14), 67–78.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.14.2024.67-78>
20. **Hager I.**, Behavior of cement concrete at high temperature. *Bulletin of the Polish Academy of sciences technical sciences*, Vol. 61, No. 1, 2013
<https://doi.org/10.2478/bpasts-2013-0013>.
21. **Qianmin M., Rongxin G., Zhiman Z.** Mechanical properties of concrete at high temperature – review / *Construction and Building Materials*. – № 93. – 2015. – P. 371–383.
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.05.131>
22. **Khoury G.A.**, Effect of fire on concrete and concrete structures. (2000) *Prog Struct Eng Mater* 2(4):429–447.
<https://doi.org/10.1002/pse.51>
23. **Khoury G.A.**, Compressive strength of concrete at high temperatures: a reassessment; *Maga-zine of Concrete Research* 44 (161), 291–309 (1992).
<https://doi.org/10.1680/macr.1992.44.161.291>
24. **Кріпак. В., & Дробаха, О.** (2017). Реконструкція житлового будинку з надбудовою з використанням зовнішнього металевого каркасу. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, 1(1), 158–165.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.1.2017.158-165>
25. **Zheng Z.**, Experimental study on concrete spalling in prestressed slabs subjected to fire”, *Fire Safety J.* 45, 283–297. (2010).
<https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2010.06.001>
26. **Колякова В.М.** (2020). Про вимоги щодо статей, які публікуються у збірнику наукових праць «Будівельні конструкції. Теорія і практика». *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (6), 114–118.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.114-118>.
2. **DBN V. 2.6-98:2009.** Derzhavni budivelni normy Ukrainy. Konstruktsii budynkiv i sporud. Betonni i zalizobetonni konstruktsii. Osnovni polozhennia / *Minrehionbud Ukrainy*. – K.: *Minrehionbud Ukrainy*, 2011. – 71 s.
3. **DBN V.1.2-14:2018.** Zahalni pryntsyypy zabezpechennia nadiinosti ta konstruktyvnoi bezpeky budivel i sporud.: – [Na zaminu DBN V.1.2-14:2009; *Chynni vid 2019-01-01*]. – K.: *Ukrarkhbudinform*, 2018. – 30 s.
4. **DSTU-N B EN 1990-1-2:2010.** Eurocode 1. Dii na konstruktsii. Chastyna 1-2. Zahalni dii. Dii na konstruktsii pid chas pozhezhi (EN 1991-1-2:2002, IDT+ EN 1991-1-2:2002/AS:2013, IDT+ NA:2013) / *Minrehionbud Ukrainy*. – *Minrehionbud Ukrainy*, 2011. – 75 s.
5. **DSTU-N B EN 1992-1-2:2012** Eurocode 2. Proektuvannia zalizobetonnykh konstruktsii. Chastyna 1-2. Zahalni polozhennia. Rozrakhunok konstruktsii na vohnestiikist (EN 1992-1-2:2004, IDT) / *Minrehion Ukrainy*. – *Minrehion Ukrainy*, 2013. – 129 s.
6. **Fire Design of Concrete Structures - Materials, Structures and Modelling**, Bulletin 38, Fe´de´ration Internationale du Be´ton, p. 97, Lausanne, 2007.
7. **Klymenko V.Z. Belov I.D.** Vyprovuvannia konstruktsii, obstezhennia ta monitorynh budivel i sporud // *Pidruchnyk /Klymenko V.Z. Belov I.D. - K. Kondor vydavnytstvo – 2015. – 572 s.*
8. **Nuzhnyi, V.** Pershi doslidzhennia ushkodzen budivel i sporud vnaslidok boiovykh dii. *Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka*,(11) (2022),,104–114.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.11.2022.104-114>
9. **Hladyshev H., Hladyshev D.** Vyznachennia zony teplovoho vplyvu pozhezhi za rezultatamy obstezhennia konstruktsii perekryttia . *Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka*, (10), 32–41.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.10.2022.32-41>
10. **Kripak, V. & Koliakova, V.** (2021). Vzaiemoza-lezhnist konstruktyvnykh i rozrakhunkovykh skhem budivli. // *Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka*, 1(8), 17–24.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.8.2021.17-24>
11. **Otrosh Yu.A.** Rozrobka pidkhodu do vyznachennia tekhnichnoho stanu budivelnykh konstruktsii pry dii sylovykh ta vysokotemperaturnykh vplyviv // *Visnyk ODABA „Budivelni konstruktsii”*. Vyp. 71,

REFERENCES

1. **DSTU 9273:2024.** «Nastanova shchodo obstezhennia budivel i sporud dlia vyznachennia ta otsiniuvannia yikhnoho tekhnichnoho stanu. Mekhanichniy opir ta stiikist» [Na zaminu *DSTU-N B. V.1.2-18:2016; Chynni vid 2024-10-01*] / *DP «UkrNDNTs» 2024 r. 73 s.*

- Odesa, ODABA, 2018. – S. 54-60.
http://nbuv.gov.ua/UJRN/Vodaba_2018_71_10
12. **Otrosh Yu.A.** Metodyka vyznachennia tekhnichnoho stanu budivelnykh konstruksii vyrobnychych budivel pislia pozhezhi / Yu.A. Otrosh // *Zbirnyk naukovykh prats Ukrainського derzhavnogo universytetu zaliznychnoho transportu.* – 2016. – №. 160. – S. 111-119.
<https://doi.org/10.18664/1994-7852.160.2016.70236>
 13. **Pushkarenko A.S.** Otsinka mozhlivosti ekspluatatsii zalizobetonnykh konstruksii pislia pozhezhi // *Zbirnyk naukovykh prats „Problemy pozhezhoi bezpeky”.* Vyp. 27, Lviv, NUTSzu, 2010. S. 175-179. UDK 614-84
<https://nuczu.edu.ua/sciencearchive/ProblemsOfFireSafety/vol27/04.pdf>
 14. **Shpakova, H., & Shpakov, A., & Kripak, W., & Koliakova, V.** (2024) Structural and technological aspects of conservation of street art on buildings damaged during the war. *International Journal of Conservation Science*, 15, 103-118.
[DOI:10.36868/IJCS.2024.SI.09](https://doi.org/10.36868/IJCS.2024.SI.09)
 15. **Solodei, I., Ruvin, O., Koliakova, V., & Kulikov, O.** (2024). Postanovka zadachi vzaïmodii sporudy i hruntovoho plastychnoho seredovyscha v umovakh dynamichnykh evoliutsii-nykh protsesiv. *Strength of Materials and Theory of Structures*, (112), 83-92.
<https://doi.org/10.32347/2410-2547.2024.112.83-92>
 16. **Shyamala G., Mahesh V., Rajesh K. Kumar & Rajasri Reddy.** Thermal behavior of Concrete subjected to elevated temperature: *Case Studies. OP Conf. Series: Materials Science and Engineering* 981 (2020) 032068
<https://doi.org/10.1088/1757-899X/981/3/032068>
 17. **S. Krishna Priya Rao and Tezeswi Tadepalli.** High-Temperature Behavior of Concrete: A Review. *Conference Paper · January 2024*
https://doi.org/10.1007/978-981-99-7464-1_13
 18. **P. Pimienta, Alonso MC, McNamee RJ, Mindeguia** Behavior of high-performance concrete at high temperatures: some highlights. *JC (2017) RILEM Tech Lett* 2:45–52.
<https://doi.org/10.21809/rilemtechlett.2017.53>
 19. **Shekhovtsov, V., Fesenko, O., Malakhov, V., & Bondarenko, O.** (2024). Vidnovlennia iz nadbudovoïu zhytlovykh budynkiv masovykh serii 1960-kh rokiv zi zbirnoho zalizobetonu. *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka*, (14), 67–78.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.14.2024.67-78>
 20. **I. Hager,** Behavior of cement concrete at high temperature. *Bulletin of the Polish Academy of sciences technical sciences*, Vol. 61, No. 1, 2013
<https://doi.org/10.2478/bpasts-2013-0013>.
 21. **M. Qianmin, G. Rongxin, Z. Zhiman** Mechanical properties of concrete at high temperature – review / *Construction and Building Materials.* - No. 93. - 2015. - P. 371–383.
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.05.131>
 22. **Khoury G.A.,** Effect of fire on concrete and concrete structures. (2000) *Prog Struct Eng Mater* 2(4):429–447.
<https://doi.org/10.1002/pse.51>
 23. **Khoury G.A.,** Compressive strength of concrete at high temperatures: a reassessment; *Magazine of Concrete Research* 44 (161), 291–309 (1992).
<https://doi.org/10.1680/macr.1992.44.161.291>
 24. **Kripak, V., & Drobakha, O.** (2017). Rekonstruksiiia zhytlovoho budynku z nadbudovoïu z vykorystanniam zovnishnoho metalovoho karkasu. *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka*, 1(1), 158–165.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.1.2017.158-165>
 25. **Zheng Z.,** “Experimental study on concrete spalling in prestressed slabs subjected to fire”, *Fire Safety J.* 45, 283–297. (2010).
<https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2010.06.001>
 26. **Koliakova, V.** (2020). Pro vymohy shodo statey, yaki pyblykuyutsya y zbirnyky naykovykh prac “Budivelny konstruksii. Teoriia I praktyka” *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka*, (6), 114–118.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.114-118>

**RESULTS OF THE TECHNICAL
INVESTIGATION OF THE LOGISTICS
CENTER IN BROVARY AFTER THE
ROCKET AND ARTILLERY FIRE
IN MARCH 2022**

*Mykola DOBROKHLOP,
Yehor DOBROKHLOP*

Summary. The article presents the results of the survey and details of the destruction of the reinforced concrete structures of the refrigerator building with built-in and attached administrative and household premises. The building was damaged as a result of being hit by two air-to-ground cruise missiles, and then the building and the surrounding area were repeatedly hit by Grad multiple launch rocket systems during hostilities in February-March 2022. The result of the missile strike was a large-scale fire that lasted several days, due to the impossibility of extinguishing it during hostilities at a distance of up to 10 kilometers from the building. The result of ammunition entering the building and the fire was the destruction of the supporting reinforced concrete

structures of the building frame, loss of stability and destruction of building elements.

The article briefly describes the characteristics of the building (structural scheme, types of structures) and gives different types of destruction of the supporting reinforced concrete structures of the building frame, depending on the main factors that affected them (mechanical impact, dynamic loads and long-term impact on the structures of high temperature during a fire).

Various types of destruction of both prestressed bending elements and unstressed reinforced concrete columns that were subjected to dynamic loading and temperature effects from a fire are presented and illustrated with photographs. A diagram of the location of the damage zones of the structures in the building is also provided, and a preliminary assessment of the influence of various factors on the destruction of the supporting reinforced concrete structures of the building frame, their impact on the stability and bearing capacity of the structures is carried out.

Keywords: reinforced concrete structures; destruction; fire; shelling; damage.

Стаття надійшла до редакції 28.10. 2024

ВИБІР РАЦІОНАЛЬНОЇ ВИСОТИ СТАЛЕВИХ БАЛКОВИХ КОНСТРУКЦІЙ З УРАХУВАННЯМ КОЕФІЦІЄНТА ДИНАМІЧНОСТІ ПІД ЧАС ДІЇ ЕПІЗОДИЧНОГО НАВАНТАЖЕННЯ

Артем БІЛИК¹, Максим ТЕРНОВИЙ²

^{1,2}Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037

¹artem.bilyk@gmail.com, orcid.org/ 0000-0002-9219-920X,

²ternovoy@gmail.com orcid.org/ 0009-0003-7586-7872

Анотація. В статті розроблено узагальнений підхід пошуку раціональної висоти сталевіої балкової конструкції: ферми або балки покриття під час дії епізодичного короткочасного навантаження імпульсної дії. Дослідження виконані на підставі створення узагальненої фізико-математичної моделі пошуку раціональної висоти сталевіої ферми підвищеної надійності з урахуванням дії імпульсного зосередженого навантаження, яке діє по середині прольоту конструкції. Вибір раціональної висоти сталевіої ферми прийнято за узагальненою методикою оптимального проектування з урахуванням обмежень за міцністю і стійкістю. Тому можна прийняти, що застосований методологічний підхід дає обмежено-оптимальний результат, але він є достатнім, враховуючи складність поставленої задачі, для варіантного проектування.

За цільову функцію прийнято аналітичний вираз витрат сталі з урахуванням коефіцієнта динамічності за згинальним моментом. Запис аналітичної цільової функції витрат сталі конструкції ферми із перехресною решіткою виконано з урахуванням уніфікації сталевих елементів, також враховано вплив конструктивних коефіцієнтів. За фізико-математичну модель сталевіої ферми покриття прийнята конструкція ідеального двотавра з урахуванням деформації зсуву перерізу при визначенні коефіцієнта динамічності. Отримані аналітичні вирази (критерії раціональності) для визначення раціональної (обмежено-оптимальної) висоти ферми з урахуванням впливу коефіцієнта динамічності. Проведені числові дослідження обмежено-оптима-



Артем БІЛИК

доцент кафедри металевих та дерев'яних конструкцій,
к.т.н., доцент



Максим ТЕРНОВИЙ

асистент кафедри металевих та дерев'яних конструкцій

льної висоти сталевіої конструкції ферми покриття. Підтверджено, що в залежності від статичного та імпульсного навантаження та геометричних параметрів сталевіої конструкції покриття, коефіцієнт динамічності впливає на визначення раціональної висоти сталевіої конструкції. Отриманий критерій раціональності конструкції враховує також вплив співвідношення власної ваги конструкції сталевіої ферми покриття і конструкції покриття з урахуванням огорожувальних несучих конструкцій плит покриття.

Аналітичний критерій раціональної висоти сталевіої ферми покриття із впливом імпульсного навантаження включає і критерій раціональності оптимальної висоти ферми при статичному навантаженні.

За результатами досліджень отримана практична методика визначення раціональної конструкції сталевіої ферми покриття під час варіантного проектування з урахуванням дії імпульсних навантажень.

© А.БІЛИК, М.ТЕРНОВИЙ, 2024

Ключові слова: сталева ферма покриття; оптимальне проектування; раціональна висота сталевих ферм покриття; критерій раціональності; коефіцієнт динамічності; імпульсне навантаження; аварійні навантаження; живучість конструкцій.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Створення нових класів і підкласів сталевих конструкцій з підвищеними захисними властивостями – це наукова проблема розвитку аналітичного апарату розрахунку конструкцій на дію засобів повітряного нападу [1,2]. Для об'єктів критичної інфраструктури та цивільних особливо важливих будівель і споруд вдосконалення методологічних підходів визначення раціональних конструктивних систем покриття будов є актуальною задачею. Металеві балкові системи прогоном 9-18 м повинні бути розраховані на опір зо-середженим імпульсним навантаженням, які діють під час прямого ураження безпілотними летальними апаратами. Важливим етапом проектування є пошук раціональних технічних рішень таких конструкцій [2,3,15]. Проте підходи раціонального (обмежено-оптимального) пошуку оптимальної висоти балкової конструкції, у тому числі і сталевих ферм покриття, з урахуванням навантаження імпульсного характеру недостатньо представлені в наукових дослідженнях.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Імпульсний характер дії навантаження найбільш доцільно враховувати через визначення коефіцієнта динамічності [6, 7, 3, 15, 16, 17]. Серед актуальних задач окремою технічною проблемою є дослідження складних рамних і стрижневих систем під час сейсмічного навантаження [6, 7, 8, 9, 10]. Задачі розрахунків на аварійні та епізодичні навантаження пов'язані із створенням конструктивних систем підвищеної живучості, розрахованих на протидію калоптичного руйнування конструкцій [6, 7, 8, 9, 10,11,12].

Оптимальне проектування сталевих конструкцій ферм покриття – це вибір найкра-

шого конструктивного рішення із використання автоматизованих процесів реалізації аналітичних фізико-математичних алгоритмованих моделей цілеспрямованого пошуку, під час якого з множини допустимих проектних рішень цього об'єкта відшуковують один най-кращий, такий, що забезпечує узгодженість, збалансованість техніко-економічних показників як самого об'єкта, так і загалом системи, елементом якої є цей об'єкт [3, 4, 5, 22].

У загальному випадку математична постановка задач оптимізації полягає у пошуку фізичних та геометричних параметрів конструктивної форми, при яких показники якості рішення досягають екстремального значення [4, 5, 20, 21, 22, 23].

Напрямок розвитку теорії оптимального проектування сталевих стержневих систем до 60-х років ХХ сторіччя пов'язаний з розвитком аналітичних підходів пошуку екстремальних значень цільової функції витрат сталі. В якості активних обмежень мінімальної ваги приймалися рівняння умов міцності та стійкості [4, 5, 20, 21, 22, 23]. Першими роботами з оптимального проектування слід вважати відомі роботи Дж.Максвел (1869 р.) [Maxwell J.C. Scientific papers 11,1869. Cambridge University, Press, p 175-177. (Reprinted by Dover publications, New York, 1953)], А.Мічел (1904) [Maxwell J.C. Scientific papers 11,1869. Cambridge University, Press, p 175-177. (Reprinted by Dover publications, New York, 1953)] та М.Леві (1874р.) [Levy M. Le statique graphique et ses applications aux constructions.-Paris:1874], [2].

Перші роботи із розрахунку статично невизначених ферм за критерієм найменшого об'єму належить ряду авторів [5, 20, 21, 22, 23, 24]. Так, було доказане положення: «системи, з яких ми вибираємо рішення зворотної задачі – це сукупність конструкцій із однаковим абрисом осей. Множина усіх можливих рішень конструкцій із заданим абрисом осей та основна задача проектування – задача вибору найкращого варіанту з цієї множини» [3, 4, 5]. Це стосується і пошуку оптимальних конструктивних рішень балок, які при прогонах і певних навантаженнях є

конкурентними із конструктивними рішеннями сталевих ферм покриття [15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22]. Розвинутий підхід щодо пошуку раціональних конструкцій комбінованих ферм покриття [13, 14], з використанням прокатних балкових профілів та двотаврів з гофрованою стінкою у верхньому поясі [26, 27].

Проте вирішення задачі оптимального вибору на даному етапі навіть при визначених умовах та із задовільною точністю, пов'язане із потребою попереднього розрахунку, конструювання та послідуочого обчислення техніко-економічних показників для кожної конструкції з множини можливих рішень. Тому в зв'язку із великою трудомісткістю ручного розрахунку техніко-економічних показників при варіантному проектуванні, пошук шляхів розв'язання зворотної задачі проектування пішов у напрямку відшукування оптимальних рішень на неперервних функціях, що описують множини допустимих рішень [3,9,13,16,22].

В той же час намагання звести пошук оптимальних параметрів стержневих конструкцій до суто аналітичних методів, розрахованих на ручний розрахунок, зумовили значні спрощення, які були прийняті при їх розробці, та наклали обмеження щодо їх застосування на мінімальні та максимальні значення параметрів конструкції [5, 21, 22].

Для багатомірної безумовної оптимізації, до якої відноситься більшість задач оптимізації стержневих конструкцій, найбільшого поширення набули градієнтні методи першого порядку, що малочутливі до початкового проекту та кількості обмежень у формі додаткових рівнянь [20, 21, 22, 23, 24].

Більшість вирішень задач оптимізації сталевих стержневих конструкцій передбачають вибір параметрів на неперервному ряді значень характеристик елементів. Насправді ж, природа простору рішень у реальному проектуванні металевих конструкцій носить дискретний характер, що визначається сортаментами елементів. З теоретичної точки зору, дискретне проектування отримується при використанні методики цілочисельного програмування за умови, що

математичну задачу програмування можна ліанеризувати.

Розв'язок узагальненої задачі оптимального проектування дозволяє вирішити проблеми пошуку оптимальної геометрії, топології та розподілу зусиль і матеріалу в стержневих металевих системах при визначених умовах закріплення на опорах та величинах розрахункових навантажень, з урахуванням вимог будівельних норм та специфіки конструювання.

Таким чином, методи математичного програмування за відносно короткий строк набули широкого розвитку, і довели свою ефективність, як в галузі оптимізації будівельних конструкцій, так і інших технічних систем. Разом із тим, широкого прикладного застосування в задачах з урахуванням дії динамічного та імпульсного навантаження, методи оптимального проектування так і не набули. Це пов'язано насамперед із не випуклістю (пологістю) області допустимих рішень, наявністю локальних екстремумів функції цілі (її мультимодальністю), дискретною зміною шуканих параметрів, складністю урахування конструктивних, технологічних, економічних та експлуатаційних вимог, які мають бути формалізовані у вигляді складових функції або обмежень, дією навантаження у часі, ефекти навантаження, які залежать від самих геометричних параметрів конструкції. Дійсно, цільові функції, які навіть із задовільною точністю описують масу або вартість сталевих стержневих конструкцій, мають складний характер, залежать від багатьох як кількісних так і якісних параметрів, є нелінійними, дискретними та мультимодальними. На даний час математично строго довести збіжність таких цільових функцій існуючими методами достатньо складна задача [3, 4, 5, 20, 21, 22, 23].

Це значно ускладнює застосування до них методів математичного програмування, змушує реалізовувати оптимальне проектування в декілька етапів із застосуванням нових критеріїв і методологій [3].

Таким чином, задача прямого одноетапного оптимального проектування та ви-

бору оптимального рішення на стадії варіантного проектування сталевих ферм та інших конструктивних балкових, комбінованих конструкцій під час дії імпульсного навантаження не достатньо теоретично досліджена. Тому до таких сталевих систем простої конструктивної форми на першому етапі варіантного проектування може бути застосований загальний підхід пошуку аналітичної функції витрат сталі з подальшим врахуванням коефіцієнта динамічності і пошуку обмежено оптимальних геометричних параметрів системи в цілому. Такий підхід достатньо реалізований під час пошуку оптимальних параметрів різних конструкцій двотаврових балок постійного, змінного перерізу, та балок з гофрованою стінкою [15, 16, 17, 18, 19]. Вирішено і задачі оптимального проектування сталевих споруд з урахуванням динамічного впливу вітру [20].

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Розроблена узагальнена фізико-математична модель балкової конструкції покриття, яка може бути застосована для пошуку раціональної (обмежено оптимальної) стрижневої балкової шарнірно опертої конструкції з урахуванням дії епізодичного імпульсного навантаження. Конструкція покриття складається із поясів та елементів решітки, для підвищення надійності конструкції ферми врахована вага додаткових елементів (прийнята хрестова решітка ферми покриття).

Конструкція ферми представлена у вигляді ідеального двотавра з урахуванням коефіцієнта деформації зсуву перерізу - k_G .

Отримано приведені значення витрат сталі на конструкцію покриття – цільова функція з урахуванням обмежень за міцністю всіх елементів і конструктивних коефіцієнтів:

$$\frac{8R_y \gamma_c m_\Phi}{\rho \psi_w q_P L_\Phi^2} = \frac{L_\Phi}{h_\Phi} D_{wd} + D_s \frac{h_\Phi}{L_\Phi} \quad (1)$$

де m_Φ – витрати сталі на сталеву балкову конструкцію покриття,

D_{wd} – конструктивна характеристика витрат сталі на пояси,

D_s – конструктивна характеристика витрат сталі на решітку,

L_Φ – прогін сталеві ферми покриття,

h_Φ – висота сталеві ферми покриття,

γ_c – коефіцієнт умов роботи,

R_y – розрахунковий опір сталі за межею плинності (межею текучості)

q_P – рівномірне розподілене граничне розрахункове навантаження,

ρ – густина сталі,

ψ_w – конструктивний коефіцієнт верхнього поясу конструкції.

При дії імпульсного навантаження, робота конструкції розділяється на два етапи: час (τ_1) коли діє імпульсне навантаження, та час (t) коли імпульсне навантаження перестав діяти ($t \geq \tau_1$), а конструкція продовжує рухатися.

Коефіцієнт динамічності за згинальним моментом ($k_{din,M,2}$) прийнято вираховувати за першою частотою коливань ($t \geq \tau_1$), що дає достатнє представлення про раціональні параметри сталеві конструкції покриття під час варіантного проектування:

$$t \geq \tau_1 \rightarrow k_{din,M,2} = \frac{M_{x,2,z1} \left(\frac{l}{2} \right)}{M_{x,st} \left(\frac{l}{2} \right)}.$$

$$B_{\tau_1} = \sin \left(\frac{\omega_1 \tau_1}{2} \right) \sin \left(\frac{\omega_1 \tau_1}{2} + \omega_1 (t - \tau_1) \right). \quad (2)$$

$$k_{din,M,2} = \frac{16}{\pi^2} B_{\tau_1}.$$

Колова частота власних коливань за першою формою буде залежати від ваги конструкції покриття (m_{tr}) і жорсткості системи на згин $EI_x k_G$.

$$\omega_1 = \pi^2 \sqrt{\frac{EI_x k_G}{L_\Phi^4 m_{tr}}}. \quad (3)$$

Момент інерції перерізу можливо представити через висоту конструкції ідеального

двотавра (приймається площа поясів конструкції за площею нижнього поясу і враховуються конструктивними коефіцієнтами відмінності):

$$I_x = D_{wd} 2 \frac{h_{\Phi}^2}{4} A_d = D_{wd} \frac{h_{\Phi}^2 2 A_d}{4}. \quad (4)$$

Тепер функція $B_{\tau 1}$ колової частоти за першою формою набуває запису з урахуванням теоретичної маси ферми:

$$m_{tr,0} = 2\psi_{tr} D_{wd} A_d. \quad (5)$$

$$B_{\tau 1} = \sin \left(\pi^2 \frac{h_{\Phi}}{L_{\Phi}} \sqrt{\frac{E}{4\rho\psi_{tr} L_{\Phi}^2} \frac{m_{tr,0}}{m_{tr}}} \tau_1 \right).$$

Таким чином, функція витрат сталі з урахуванням коефіцієнта динамічності набуває виду

$$\frac{8R_y \gamma_c m_{\Phi 1}}{\rho \psi_{i,w} q_P L_{\Phi}^2} = \frac{16}{\pi^2} B_{\tau 1} \left(\frac{L_{\Phi}}{h_{\Phi}} D_{wd} + D_s \frac{h_{\Phi}}{L_{\Phi}} \right) \quad (6)$$

Проведені числові дослідження – витрати сталі на сталеву балкову конструктивну систему сталевих ферм покриття прольотом $L_{\Phi} = 17,5$ м із урахуванням коефіцієнта динамічності та часу дії імпульсу

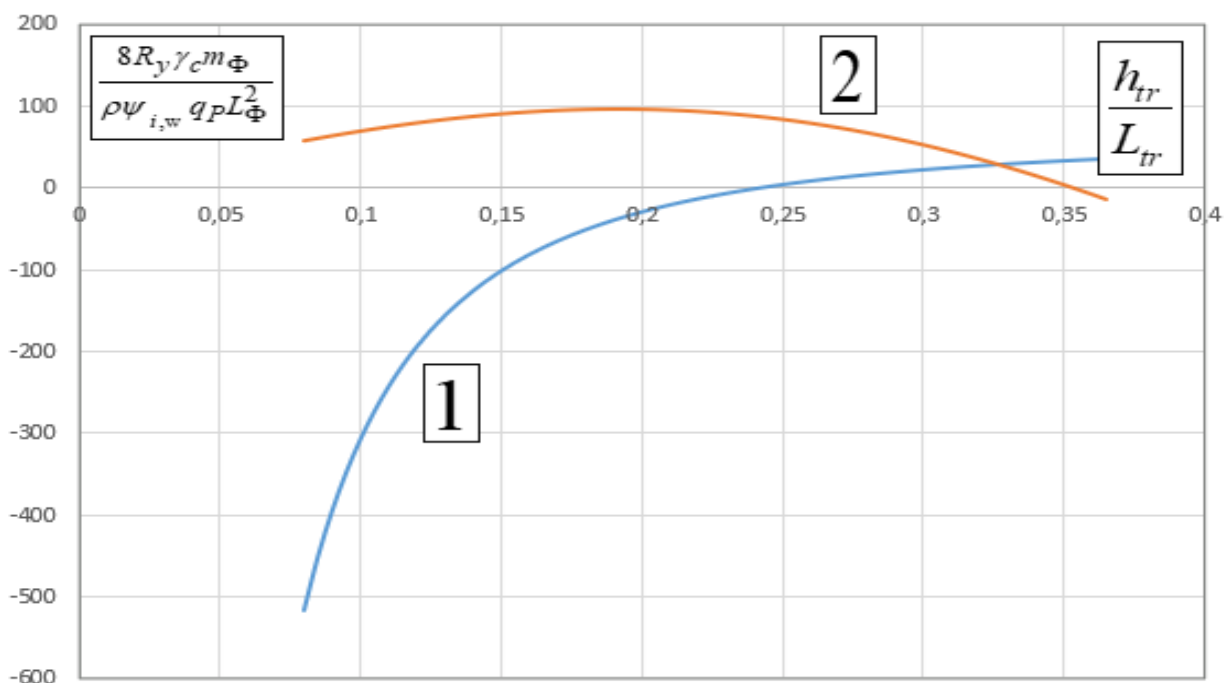


Рис.1. Зміна критерію зведених витрат сталі на конструктивну систему покриття в залежності від відносної висоти сталеві ферми покриття $m_{tr,0}/(\psi_{tr}m_{tr})=0,15$, час дії імпульсу $\tau_I=0,02$. Графік 1 - при статичному навантаженні, рівняння (6). Графік 2 - з урахуванням коефіцієнта динамічності за згинальним моментом, рівняння (5)

Fig.1 The change in the criterion of aggregated costs of steel for the structural system of the roof truss depending on the relative height of the steel truss $m_{tr,0}/(\psi_{tr}m_{tr})=0,15$, the duration of the impulse $\tau_I=0,02$). Graph 1 - under static load (equation (6)). Graph 2 - taking into account the dynamism factor by bending moment equation (5).

Критерій раціональності конструктивної системи зі сталевими фермами є рівність нулю першої похідної цільової функції.

$$B_{\tau 1} \left(\frac{L_{\Phi}}{h_{\Phi}} D_{wd} + D_s \frac{h_{\Phi}}{L_{\Phi}} \right) + B_{\tau 1} \left(-\frac{L_{\Phi}}{h_{\Phi}^2} D_{wd} + D_s \right) = 0 \quad (7)$$

Важливим є те, що критерій зведених витрат сталі на конструкцію покриття без урахування коефіцієнта динамічності має запис рівняння (6). Цей критерій входить до складу критерію (5). Розрахунки виконані для часу, коли конструктивна система має максимальні переміщення.

$$\left(-\frac{L_{\Phi}}{h_{\Phi}^2} D_{wd} + D_s \right) = 0 \quad (8)$$

За результатами числових досліджень (рис.1) показано, що оптимальна висота сталеві ферми буде більше оптимальної висоти ферми, без урахування коефіцієнта динамічності, при відношенні власної ваги сталеві конструкції ферми до ваги конструкції покриття $m_{tr,0}/(\psi_{tr}m_{tr})=0,15$. За таким співвідношенням врахована вага огорожувальних

конструкцій покрівлі (m_{tr}), які коливаються разом з конструкціями сталевих ферм покриття.

При зменшенні власної ваги огорожувальних конструкцій відображається зменшення оптимальної висоти сталеві ферми за рахунок зменшення коефіцієнта динамічності (рис. 2), $m_{tr,0}/(\psi_{tr}m_{tr})=0,25$. Фактично досягається суттєве зменшення імпульсного навантаження.

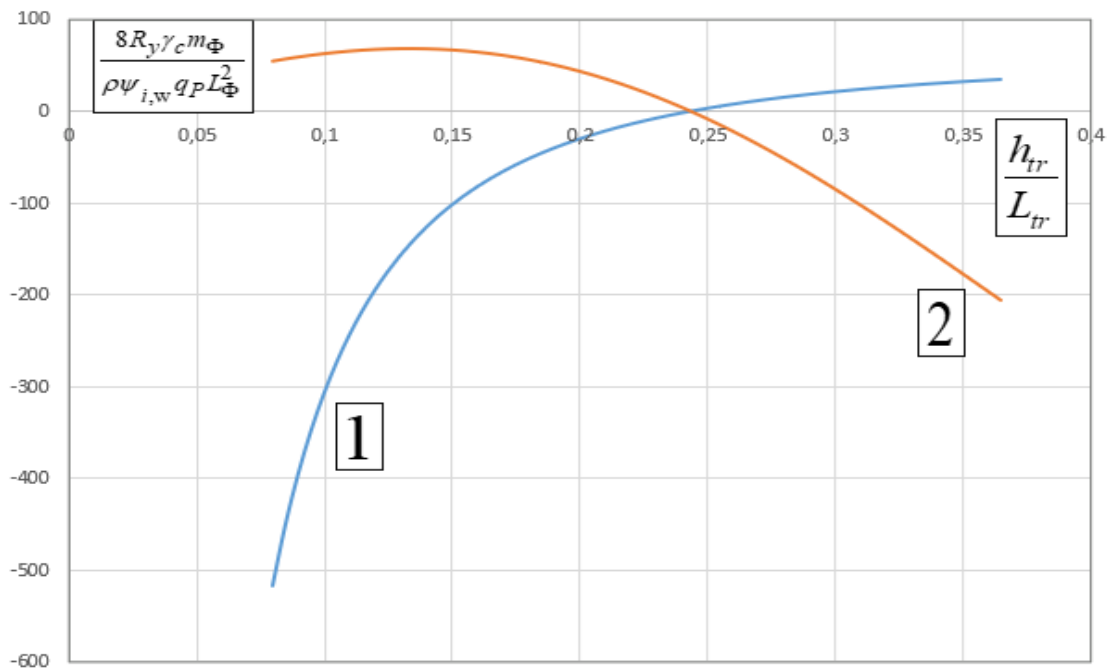


Рис.2. Зміна критерію зведених витрат сталі на конструктивну систему покриття в залежності від відносної висоти сталеві ферми покриття $m_{tr,0}/(\psi_{tr}m_{tr})=0,25$, час дії імпульсу $\tau_I=0,02$. Графік 1 - при статичному навантаженні, рівняння (6). Графік 2 - з урахуванням коефіцієнта динамічності за згинальним моментом, рівняння (5).

Fig.2 The change in the criterion of aggregated costs of steel for the structural system of the roof truss depending on the relative height of the truss $m_{tr,0}/(\psi_{tr}m_{tr})=0,25$, the duration of the impulse $\tau_I=0,02$. Graph 1 - under static load, equation (6). Graph 2 - taking into account the dynamism factor by bending moment, equation (5).

Подальший перехід до несучих конструкцій покрівлі із сталезалізобетону із суттєвим зменшенням ваги самих огорожувальних конструкцій покриття приводить до подальшого зменшення коефіцієнта динамічності та зменшення раціональної висоти ферми за

критерієм (5), (рис 3).

Таким чином, встановлено суттєвий вплив ваги несучих конструкцій покрівлі на загальну роботу системи покриття при дії імпульсних навантажень.

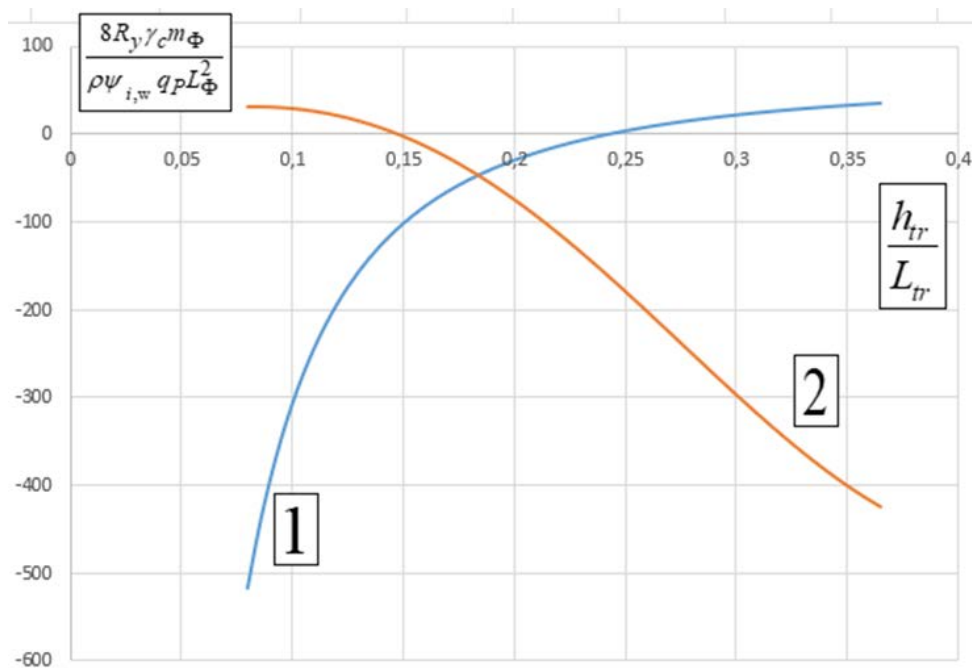


Рис.3. Зміна критерію зведених витрат сталі на конструктивну систему покриття в залежності від відносної висоти сталеві ферми покриття $m_{tr,0}/(\psi_{tr}m_{tr})=0,4$, час дії імпульсу $\tau_I=0,02$.

Графік 1 - при статичному навантаженні, рівняння (6). Графік 2 - з урахуванням коефіцієнта динамічності за згинальним моментом, рівняння (5).

Fig.3 The change in the criterion of aggregated costs of steel for the structural system of the roof truss depending on the relative height of the steel truss $m_{tr,0}/(\psi_{tr}m_{tr})=0,4$, the duration of the impulse $\tau_I=0,02$. Graph 1 - under static load, equation (6). Graph 2 - taking into account the dynamism factor by bending moment, equation (5).

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Досліджена узагальнена фізико-математична модель сталеві ферми для визначення раціональної висоти з урахуванням дії імпульсного зосередженого навантаження, яке діє посередині прольоту конструкції. Вибір раціональної висоти сталеві ферми прийнято за узагальненої методикою оптимального проектування з урахуванням певних обмежень. За цільову функцію прийнято аналітичний вираз витрат сталі з урахуванням коефіцієнта динамічності за згинальним моментом. За фізико-математичну модель сталеві ферми покриття прийнята конструкція ідеального двотавра з урахуванням деформації зсуву перерізу при визначення коефіцієнта динамічності. За основну конструкцію сталеві ферми прийнята сталева балкова система ферм з перехресною решіткою. Отримані аналітичні вирази (кри-

терії раціональності) для визначення раціональної (обмежено-оптимальної) висоти ферми з урахуванням впливу коефіцієнта динамічності. Проведені числові дослідження залежності оптимальної висоти сталеві конструкції ферми покриття від часу дії навантаження. Підтверджено, що в залежності від часу дії імпульсного навантаження і геометричних параметрів сталеві конструкції покриття, коефіцієнт динамічності приймає значення, як більше, так і менше одиниці. Отриманий критерій раціональності сталеві конструкції балкового типу під час дії імпульсивного навантаження, враховує вплив співвідношення власної ваги конструкції сталеві ферми покриття і конструкції покриття з урахуванням огорожувальних несучих конструкцій плит покриття. За результатами досліджень отримана практична методика визначення раціональної конструкції сталеві ферми покриття під час варіантного проектування з урахуванням дії імпульсних навантажень.

Подальші дослідження необхідно провести у напрямку уточнення функції впливу часу імпульсного навантаження, та при дії рівномірно розподіленого імпульсного навантаження, яке діє по всьому прольоту сталевий конструкції.

ЛІТЕРАТУРА

1. Білик С.І., Білик А.С. Порівняння методик проникнення дії засобів повітряного нападу противника в залізобетоні конструкції споруд захисту об'єктів критичної інфраструктури // *Зб. наук. Праць Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини. ОДАБА. Вип. № 28. – Одеса, 2024. – С.75-84.*
<http://doi:10.31650/2707-3068-2024-28-75-84>.
2. Коваль М.В. Основи інженерного захисту об'єктів критичної інфраструктури енергетичної галузі України від засобів повітряного нападу противника. *Монографія /М.В. Коваль, В.В. Коваль, А.С. Білик, В.І. Коцюруба, О.М. Кубраков; під ред. А.С.Білика. – К.: Генеральний штаб Збройних Сил України, 2023 – 180 с.*
3. Білик А. С. Вибір оптимального конструктивного рішення ферм покриття в експертній системі автоматизованого оптимального проектування // *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури. -Д.: ПДАБА, 2009. т.№ 5.-С.22-28.*
https://ecat.ust.edu.ua/cgi-bin/irbis64r_12/cgiirbis_64.exe?LNG=&C21C OM=S&I21DBN=DB4&P21DBN=DB4&S21 FMT
4. Білик А.С. Визначення оптимальних конструктивних рішень ферм у експертній системі одностадійного оптимального проектування // *Зб. наук.праць УНДПСК ім. В.М.Шимановського. – Київ, вид-во «Сталь», 2009, вип. 4. – С.119-132.*
http://nbuv.gov.ua/UJRN/ZNPISK_2009_4_16
5. Білик А. С. Вибір оптимальних конструктивних рішень при аналізі якісних умов проектування /«Будівельні конструкції», зб. наук. праць, вип. 63 – Київ, НДІБК, 2005. – С.335-340.
6. Писаренко Г.С. Опір матеріалів: Підручник /Г.С. Писаренко, О.Л. Квітка, Е.С. Уманський; під ред. Г.С. Писаренка. – К.: Вища школа, 2004. – 655 с.
7. Alberto Di Matteo. Dynamic response of beams excited by moving oscillators: Approximate analytical solutions for general boundary conditions./ *Computers & Structures. Volume 280, May 2023, 106989.*
<https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2023.106989>.
8. Svedholm C., Zangeneh A., Pacoste C., François S., Karoumi R.. Vibration of damped uniform beams with general end conditions under moving loads /*Engineering Structures* Volume 126, 1 November 2016, Pages 40-52.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.07.037>
9. S. Priyadharshini1 , V. Sadhasivam1, K. K. Viswanathan. Some New Oscillation Criteria for Euler-Bernoulli Beam Equations with Damping Term / *Mathematics and Statistics* 12(4): 324-330, 2024 <http://www.hrpub.org>
DOI: 10.13189/ms.2024.12040.
10. Yanyutin E. G., Yanchevskiy I. V., Voropay A. V., Sharapata A. S. Zadachi impul'snogo deformirovaniya elementov konstruktсий [Problems of impulse deformation of structural elements]. Kharkov, HNADU PUBL., 2004. 392 p.
11. Ol'shans'kyu V. P., Ol'shans'kyu S. V. Dissipative oscillators' power characteristic non-symmetry dynamic effect /*Bulletin of the National Technical University "KhPI". Series: Mathematical modeling in engineering and technologies* Kharkiv, NTU "KhPI" Publ., 2021. – № 1-2 (2). – С. 65 – 75.
DOI:10.20998/2222-0631.2021.02.08/
<http://mmtt.khpi.edu.ua/article/view/249516>
12. Ol'shans'kyu V. P., Ol'shans'kyu S. V. On the effect of non-symmetry of power characteristic of vibration system under force impact. *Vibration in engineering and technology : all-Ukrainian scientific and technical journal.* 2018, no. 2 (89), pp. 36– 40.
<https://repository.kpi.kharkov.ua/server/api/core/bitstreams/8ab76a86-2a41-4283-b0e1-e02f5a208be0/content>
13. Gogol M., Zygun A., Maksyuta N. New effective combined steel structures. /*International journal of engineering & technology.* 2018. Vol. 7, no. 3.2. P. 343.
URL: <https://doi.org/10.14419/ijet.v7i3.2.14432>
14. Hohol M., Marushchak U., Peleshko I., Sydorak D. (2022) Rationalization of the Topology of Steel Combined Truss. In: Bieliatynskiy A., Breskich V. (eds) Safety in Aviation and Space Technologies. *Lecture Notes in Mechanical Engineering.* Springer, Cham.
https://doi.org/10.1007/978-3-030-85057-9_9

15. **Лавріненко Л., Олійник, Д. (2020).** Области оптимальних параметрів сталевих гофрованих балок. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (7), С.45–56.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.7.2020.45-56>
16. **Білик С.І.** Методика визначення оптимальної висоти сталеві двотаврової балки зі змінним перерізом стінки при розвитку обмежених пластичних деформацій / *Зб. наук. праць Українського інституту сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського. К., Сталь*, 2012. Вип.9. С.28-33
<https://www.urdisc.com.ua/rl/info/9'2012.pdf>
17. **Білик С.І., Недоходюк І.Д.** Раціональні сталеві елементи рам двотаврового перерізу зі змінною висотою стінки / *Зб. наук. праць Українського інституту сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського. К., Сталь*, 2009. Вип.4. С.133-142.
<https://www.urdisc.com.ua/rl/info/4'2009.pdf>
18. **Білик С.І.** Конструктивні коефіцієнти та раціональна висота сталеві коробчастої балки постійного перерізу / С.І. Білик, Л.І. Лавріненко // *Будівельне виробництво. - 2017. - № 62(1). - С. 33-38.*
http://nbuv.gov.ua/UJRN/buvu_2017_6228129_9
19. **Гордєсв В.М.** Елементарні задачі оптимізації двотавра / *Зб. наук. праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. К., Сталь*, 2009. Вип.3. С.27-48
http://nbuv.gov.ua/UJRN/ZNPISK_2009_3_6
20. **Perelmuter A., Yurchenko V.** Parametric optimization of steel shell towers of high-power wind turbines // *Procedia Engineering. – No. 57, 2013. – p. 895 – 905.*
<https://doi.org/10.1016/j.proeng.2013.04.114>
21. **Haug E. J., Arora J. S.** Applied optimal design: mechanical and structural systems. – *John Wiley & Sons*, 1979. – 520 p.
https://www.researchgate.net/profile/Edward-Haug-2/publication/327630206_Applied_Optimal_Design/links/5b9a68e145851574f7c3d08a/Applied-Optimal-Design.pdf
22. **Пермяков В.А., Перельмутер А.В., Юрченко В.В.** Оптимальне проектування сталевих стержневих конструкцій. *К., Сталь*, 2008. - 538 с.
23. **Yurchenko V. V., Peleshko I. D.** Parametric optimization of steel structures based on gradient projection method // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles – Kyiv: KNUBA, 2020. – Issue 105. – P. 192-222.*
[DOI: 10.32347/2410-2547.2020.105.192-220](https://doi.org/10.32347/2410-2547.2020.105.192-220)
24. **Білик С.І., Шимановський О.В., Нілов О.О., Володимирський В.О.** Металеві конструкції: Том 2. Конструкції металевих каркасів промислових будівель: *Підручник для вищих навчальних закладів. / Білик С.І., Шимановський О.В., Нілов О.О., Володимирський В.О./ Кам'янець – Подільський: ТОВ «Друкарня «Рута»- 2021.-448 с.*

REFERENCES

1. **Bilyk S.I., Bilyk A.S.** Porivnyannya metodyk pronyknennya diyi zasobiv povitryanoho napadu protyvnyka v zalizobetonni konstruktsiyi sporud zakhystu ob'yektiv krytychnoyi infrastruktury // *Zb. nauk. Prats' Suchasni budivel'ni konstruktsiyi z metalu ta derevyiny. ODABA. Vyp. № 28. – Odesa, 2024. – p.75-84.*
<http://doi:10.31650/2707-3068-2024-28-75-84>
2. **Koval M.V.** Osnovy inzhenerenoho zakhystu ob'ektiv krytychnoyi infrastruktury enerhetychnoi haluzi Ukrainy vid zasobiv povitrianooho napadu protyvnyka. *Monohrafiia / [Koval V.V., Bilyk A.S., Kotsiuruba V.I., Kubrakov O.M]; pid red. Bilyka A.S.. – K.: Heneralnyi shtab Zbroinykh Syl Ukrainy, 2023 – 180 p.*
3. **Bilyk A.S.** Vybir optymalnoho konstruktyvnoho rishennia ferm pokryttia v ekspertnii systemi avtomatyzovanoho optymalnoho proektuvannia / *Visnyk Prydniprovskoi derzhavnoi akademii budivnytstva ta arkhitektury» № 5 / 2009 – p.32-39*
4. **Bilyk A.S.** Vyznachennia optymalnykh konstruktyvnykh rishen ferm u ekspertnii systemi odnostadiinoho optymalnoho proektuvannia / *Zb. nauk.prats UNDPISK im. V.M. Shyma-novskoho. – Kyiv, vyd-vo «Stal», 2009, vyp. 4. – p.119-132*
http://nbuv.gov.ua/UJRN/ZNPISK_2009_4_16
5. **Bilyk A. S.** Vybir optymalnykh konstruktyvnykh rishen pry analizi yakisnykh umov proektuvannia / *«Budivelni konstruktsii», zb. nauk. prats, vyp. 63 – Kyiv, NDIBK, 2005. – p.335-340*
6. **Pysarenko H.S.** Opir materialiv: *Pidruchnyk / Kvitka O.L., Umanskyi E.S.; pid red. H.S. Pysarenka. – K.: Vyshcha shkola, 2004. – 655 p.*
7. **Alberto Di Matteo.** Dynamic response of beams excited by moving oscillators: Approximate analytical solutions for general boundary conditions./ *Computers & Structures. Volume 280, May 2023, 106989.*

- <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2023.106989>
8. **Svedholm C., Zangeneh A., Pacoste C., François S., Karoumi R.** Vibration of damped uniform beams with general end conditions under moving loads /*Engineering Structures* Volume 126, 1 November 2016, Pages 40-52. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.07.037>
 9. **Priyadharshini S., Sadhasivam V., Viswanathan K.** Some New Oscillation Criteria for Euler-Bernoulli Beam Equations with Damping Term /*Mathematics and Statistics* 12(4): 324-330, 2024
[DOI: 10.13189/ms.2024.12040](https://doi.org/10.13189/ms.2024.12040).
 10. **Yanyutin E. G., Yanchevskiy I. V., Voropay A. V., Sharapata A. S.** Zadachi impul'snogo deformirovaniya elementov konstruktsiy *Problems of impulse deformation of structural elements. Kharkov, HNADU PUBL., 2004. 392 p.*
 11. **Ol'shans'kyy V. P., Ol'shans'kyy S. V.** Dissipative oscillators' power characteristic non-symmetry dynamic effect /*Bulletin of the National Technical University "KhPI". Series: Mathematical modeling in engineering and technologies Kharkiv, NTU "KhPI" Publ., 2021. – № 1-2 (2). – C. 65 – 75.*
[DOI:10.20998/2222-0631.2021.02.08](https://doi.org/10.20998/2222-0631.2021.02.08)
<http://mmtt.khpi.edu.ua/article/view/249516>
 12. **Ol'shans'kyy V. P., Ol'shans'kyy S. V.** Pro efekt nesimetriyi sylovoyi kharakterystyky kolyval'noyi systemy pry mekhanichnomu udari *Vibratsiyi v tekhnitsi ta tekhnologiyakh : Vseukrayins'kyy naukovo-tekhnichnyy zhurnal 2018, no. 2 (89), pp. 36– 40.*
<https://repository.kpi.kharkov.ua/server/api/core/bitstreams/8ab76a86-2a41-4283-b0e1-e02f5a208be0/content>
 13. **Gogol M., Zygun A., Maksuta N.** New effective combined steel structures. /*International journal of engineering & technology. 2018. Vol. 7, no. 3.2. P. 343.*
<https://doi.org/10.14419/ijet.v7i3.2.14432>
 14. **Hohol M., Marushchak U., Peleshko I., Sydorak D. (2022)** Rationalization of the Topology of Steel Combined Truss. In: Bieliatynskiy A., Breskich V. (eds) *Safety in Aviation and Space Technologies. Lecture Notes in Mechanical Engineering. Springer, Cham.*
https://doi.org/10.1007/978-3-030-85057-9_9
 15. **Lavrinenko, L., & Oliinyk, D. (2020).** Области оптимальных параметров стальных гофро-ванных балок. *Будівельні конструкції. Теорія і практика, (7), 45–56.*
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.7.2020.45-56>
 16. **Bilyk S.I.** Metodyka vyznachennia optymalnoi vysoty stalevoi dvotavrovoyi balky zi zminnym pererizom stinky pry rozvytku obmezhenykh plastychnykh deformatsii / *Zb. nauk. prats Ukrainkoho instytutu stalevykh konstruktsii im. V.M. Shymanovskoho. K., Stal, 2012. Vyp.9. p.28-33*
 17. **Bilyk S.I., Nedokhodiuk I.D.** Ratsionalni stalevi elementy ram dvotavrovoho pererizu zi zminnoiu vysotoiu stinky / *Zb. nauk. prats Ukrainkoho instytutu stalevykh konstruktsii im. V.M. Shymanovskoho. K., Stal, 2009. Vyp.4. p.133-142.*
 18. **Bilyk S.I., Lavrinenko L.I.** Konstruktyvni koefitsiienty ta ratsionalna vysota stalevoi korobchastoi balky postiinoho pererizu // *Budivelnne vyrobnytstvo: Vidomchyi naukovotekhnichniy zbirnyk (tekhnichni nauky). K., DP NDIBV. 2017. № 62/1. p.33 – 38*
http://nbuv.gov.ua/UJRN/buvu_2017_6228129_9
 19. **Hordeiev V.M.** Elementarni zadachi optyimizatsii dvotavra / *Zb. nauk. prats Ukrainkoho naukovo-doslidnoho ta proektnoho instytutu stalevykh konstruktsii imeni V.M. Shymanovskoho. K., Stal, 2009. Vyp.3. p. 27-48.*
http://nbuv.gov.ua/UJRN/ZNPISK_2009_3_6
 20. **Perelmutter A., Yurchenko V.** Parametric optimization of steel shell towers of high-power wind turbines // *Procedia Engineering. – No. 57, 2013. – p. 895 – 905.*
<https://doi.org/10.1016/j.proeng.2013.04.114>
 21. **Haug E. J., Arora J. S.** Applied optimal design: mechanical and structural systems. – *John Wiley & Sons, 1979. – 520 p.*
 22. **Permiakov V.A., Perelmutter A.V., Yurchenko V.V.** Optymalne proektuvannia stalevykh sterzhnevyykh konstruktsii. *K., Stal, 2008. - 538 p.*
 23. **Yurchenko V. V., Peleshko I. D.** Searching for optimal prestressing of steel bar structures based on sensitivity analysis / *Archives of Civil Engineering Vol LXVI, ISSUE 3, 2020, p.525-540*
https://journals.pan.pl/Content/117478/PDF/29.ACE00044%20do%20druku_B5.pdf
 24. **Yurchenko V. V., Peleshko I. D.** Parametric optimization of steel structures based on gradient projection method // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles – Kyiv: KNUBA, 2020. – Issue 105. – P. 192-222.*

[DOI: 10.32347/2410-2547.2020.105.192-220](https://doi.org/10.32347/2410-2547.2020.105.192-220)

SELECTION OF RATIONAL HEIGHT OF STEEL BEAM STRUCTURES TAKING INTO ACCOUNT THE DYNAMICS COEFFICIENT DURING EPISODIC LOADING

*Artem BILYK,
Maksym TERNOVYI*

Summary: The article develops a generalized approach to finding the rational height of a steel beam structure: a truss or a roof beam under the action of an episodic short-term pulse load. The research was carried out based on creating a generalized physical and mathematical model for finding the rational height of a steel truss of increased reliability, taking into account the action of a pulsed concentrated load acting in the middle of the span of the structure. The choice of the rational height of a steel truss was made according to the generalized optimal design method, taking into account the constraints on strength and stability. Therefore, it can be assumed that the applied methodological approach gives a limited-optimal result given the complexity of the problem, but it is sufficient for variant design.

The analytical expression of steel consumption was taken as the objective function, taking into account the dynamic coefficient for bending moment. The analytical objective function of steel consumption

for a truss structure was written taking into account the unification of steel elements, and the influence of design coefficients was also taken into account. The physical and mathematical model of the steel truss is the design of an ideal I-beam taking into account the shear deformation of the section when determining the dynamic coefficient.

Analytical expressions (rationality criteria) are obtained for determining the rational (bounded-optimal) height of the truss taking into account the influence of the dynamic coefficient. Numerical studies of the bounded-optimal height of the steel roof truss structure are carried out. It is confirmed that depending on the static and impulse load and the geometric parameters of the steel roof structure, the dynamic coefficient affects the determination of the rational height of the steel structure. The obtained criterion of the rationality of the structure also takes into account the influence of the ratio of the self-weight of the steel truss structure and the structure taking into account the enclosing load-bearing structures of the roof slabs.

The analytical criterion of the rational height of the steel truss with the influence of the impulse load also includes the criterion of the rationality of the optimal height of the truss under static load.

According to the research results, a practical method for determining the rational design of a steel roof truss has been obtained during variant design taking into account the action of impulse loads

Keywords: steel roof truss; optimal design; rational height of steel roof truss; rationality criterion; dynamic coefficient; impulse load; emergency loads; structural durability.

Стаття надійшла до редакції 29.10.2024

СУЧАСНІ МЕТОДИ ІДЕНТИФІКАЦІЇ НЕБЕЗПЕК РУЙНУВАННЯ БУДІВЕЛЬ, СПОРУД ТА КОНСТРУКЦІЙ У РЕАЛЬНИХ УМОВАХ ЕКСПЛУАТАЦІЇ

Василь КЛЮЄВ¹, Євгеній БАКУЛІН²

^{1,2} Національний університет біоресурсів і природокористування України,
вул. Горіхуватський шлях 15, м. Київ, Україна, 03041

¹ v.klyuyev@nubip.edu.ua, <https://orcid.org/0009-0001-7982-8075>

² bakulin_evgeniy@nubip.edu.ua, <https://orcid.org/0000-0002-0238-5384>

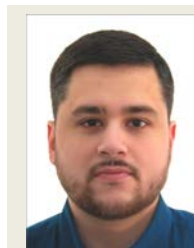
Анотація. Проблема ідентифікації небезпек руйнації будівель, споруд та конструкцій в умовах реальної експлуатації об'єкта виникає за необхідності забезпечення безпеки людей і майна. Дана проблема особливо актуальна у зв'язку із постійним збільшенням обсягів будівництва та експлуатації будівельних об'єктів різного функціонального призначення.

Важливість ідентифікації небезпек руйнації експлуатованих об'єктів полягає в тому, щоб заздалегідь виявити потенційні загрози руйнування та прийняти відповідні заходи з їх локалізації. Ця проблема вимагає комплексного підходу, який охоплює постійний моніторинг технічного стану, визначення реальних умов експлуатації, аналіз структурної міцності конструктивних елементів та розробку відповідних стратегій з технічного обслуговування, підсилення або заміни конструкцій, проведення ремонтно-відновлювальних робіт чи реконструкції.

Небезпеки руйнувань можуть виникати з різних причин і можуть представляти серйозну загрозу для життя, здоров'ю людей та цілісності майна.

Деякі з основних факторів, які можуть призвести до руйнування, включають: старіння та фізичний знос; природні реологічні процеси (деградація матеріалів); зміна проектних умов і умов експлуатації.

Крім того, небезпека може збільшуватися внаслідок природних катаклізмів, таких як землетруси, повені, урагани тощо. Потенційні



Василь КЛЮЄВ

аспірант кафедри
будівництва



Євгеній БАКУЛІН

доцент кафедри будівництва,
к.т.н.

загрози руйнувань становлять скриті дефекти та пошкодження, які закладені помилками в проектуванні, невідповідністю конструктивних елементів технічним умовам, неякісним виконанням будівельно-монтажних (ремонтних) робіт, що в остаточному результаті в процесі експлуатації збільшує рівень небезпеки руйнації.

Необхідно відзначити, що у процесі експлуатації об'єкта недоліки у технічній експлуатації, зміна проектних умов нормальної експлуатації, порушення регламентних умов та системи планово-запобіжних ремонтів можуть призвести до накопичення проблем, які з часом можуть спричинити руйнування.

Дослідження методів ідентифікації небезпек руйнування експлуатованих об'єктів, детальний аналіз причин та механізмів виникнення аварійних ситуацій, впровадження відповідних заходів на основі здобутих даних дозволяє постійно покращувати стратегію попередження руйнувань.

© В. КЛЮЄВ, Е. БАКУЛІН, 2024

Ключові слова: ідентифікація небезпек; руйнування; загрози; стійкість; міцність; деформація.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Об'єкти будівництва мають різні функціональні призначення, конструктивні схеми, класи відповідальності та умови експлуатації, а їхні складові конструктивні елементи мають різні параметричні значення, терміни служби і інші відмінності для яких притаманний складний характер взаємодії між собою і оточуючим середовищем.

Згідно з Міжнародними нормами (EN 1990:2001/ Eurocode — Basis of structural design) надійність будівельних конструкцій розглядається в єдиному зв'язку умов забезпечення безпеки об'єкта (на стадії проектування) та придатність до нормальної експлуатації і довговічності (у продовж життєвого циклу об'єкта). В цьому зв'язку безпечність є залежністю зберігати задані проектні умови нормальної експлуатації впродовж визначеного терміну служби без настання граничного стану.

Але, на об'єкт в стані його експлуатації діють не тільки навантаження та впливи передбачені проектом, але й невраховані фактори. Тобто змінюються проектні умови силового та деформаційного опору, утворюється невизначеність його технічного стану. За даних умов необхідна комплексна система оцінювання фактичного технічного стану об'єктів на основі проведення натурних досліджень, статистичного аналізу змін параметричних значень, моделювання напружено-деформованого стану з умов реальної експлуатації.

Досвід будівництва та експлуатації засвідчує, що однотипні будівлі та споруди, що знаходяться на однакових стадіях експлуатації та працюють в аналогічних умовах, виходять з ладу (виникають відмови, аварійні ситуації, відбувається часткове або повне руйнування) в різні випадкові моменти. Тобто не можливо конкретно передбачити час і місце виникнення небезпечної події або остаточно визначити час настання граничного стану.

Можливо лише надати оцінку фактичному технічному стану і на основі цих даних спрогнозувати виникнення небезпечних руйнівних тенденцій, ймовірних відмов, чи аварійних ситуацій.

Слід зазначити, що на даний час не розроблено досконалої інженерної методики з визначення фактичного технічного стану експлуатованих об'єктів будівництва. Ця методика повинна передбачати ідентифікацію небезпечних тенденцій, розвиток яких створює ризики руйнування та надавати об'єктивну оцінку експлуатаційної надійності з позиції гарантії безпечності об'єктів, з умов реальної експлуатації та фактичного технічного стану.

Для запобігання загроз руйнувань, аварійних ситуацій, а також для зменшення заподіяної шкоди з умов їх виникнення, необхідна розробка наукових підходів і досліджень, які б, максимально точно характеризували та прогнозували технічний стан об'єкта на різних часових стадіях його експлуатації.

Тільки на основі достовірно визначеного фактичного технічного стану, враховуючи реальні умови експлуатації, можливо спрогнозувати виникнення небезпечних факторів, надати імовірнісну оцінку їх виникнення та прийняти відповідні заходи щодо попередження руйнування.

Фундаментальні основи теорії надійності та ризиків мають спільну мету – забезпечити безпечність об'єкта протягом всього терміну експлуатації.

Відповідно, подальше сумісне дослідження концептуально спільних наукових підходів теорій надійності та ризику вирішить ряд проблематичних питань стосовно ідентифікації небезпек руйнування об'єктів будівництва в реальних умовах експлуатації, що забезпечить гарантовану безпечність, знизить рівень аварійності, зменшить матеріальні збитки, запобігатиме соціальним та людським втратам.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Дослідження присвячене ідентифікації потенційних небезпек руйнування будівель,

споруд та їхніх конструктивних елементів в реальних умовах експлуатації. В роботі використовуються методи та підходи зі аналізу поведінки конструкцій, механіки руйнування, статистики та інженерні методики визначення технічного стану будівельних конструкцій які знаходяться в реальних умовах експлуатації. Основна увага приділяється виявленню ключових факторів, що впливають на стійкість об'єктів до руйнування, а також розробці рекомендацій з мінімізації ризиків руйнування.

Результати дослідження можуть бути використані для підвищення безпечності будівельних об'єктів і розробки ефективних стратегій попередження аварійних ситуацій експлуатованих будівель та споруд.

Ще у 1988 році Директивою Ради Європейського Союзу 89/106/ЄЕС було запропоновано новий підхід до питань технічного регулювання будівельної діяльності, а постановою Кабінету Міністрів України від 20.12. 2006 р., № 1764 «Про затвердження Технічного регламенту будівельних виробів, будівель і споруд» було встановлено принципи технічного регулювання, що стосується забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій і основ. ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського» були розроблені ДБН В.1.2-14:2018 «Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд» [1]. У нормах чітко визначено класифікацію будівельних об'єктів за класами наслідків (відповідальності) будівель і споруд.

Проектування та експлуатація будівельних конструкцій здійснюється за методикою граничних станів. Метод граничних станів полягає в тому, що оцінка надійності конструкції за несучою здатністю та за деформаціями базується на порівнянні зусилля, що руйнують конструкцію Φ або з аварійною деформацією S_{np} із розрахунковим діючим зусиллям N чи розрахунковою деформацією S . При цьому Φ, N, S_{np}, S розглядаються як випадкові величини з відомим розподілом ймовірності. У розрахунках дані величини приймаються

детермінованими. При цьому повинні виконуватись умови [1, 2]:

$$\Phi_{\min} \geq N_{\max}; S_{np} \geq S. \quad (1)$$

Детерміністичний підхід складається з двох етапів. На першому етапі розраховуються зусилля, деформації та переміщення, які знаходяться під впливом навантажень або визначаються деякі граничні значення цих навантажень. Для вирішення цієї задачі використовуються методи будівельної механіки, теорії пружності, теорії пластичності. На цьому етапі вирішується питання про те, чи зможе конструкція досить надійно працювати протягом встановленого терміну. Другий етап полягає у зіставленні розрахованих деформацій та переміщень з деякими нормативно припустимими значеннями або виконується порівняння розрахункових навантажень з граничними навантаженнями. Саме на цьому етапі, фактично непрямыми методами, обирається надійна, довговічна та економічна конструкція. Методикою розрахунку враховується статичний характер показників та передбачається врахування дії різних експлуатаційних чинників, що вводяться в розрахунок відповідними коефіцієнтами запасу. Основна формула в загальному вигляді [1, 2]:

$$\sum S_i n_i \leq m_i \Phi(K_1, R_1, K_2, R_2 \dots), \quad (2)$$

де S_i – навантаження на конструкції;

n_i – коефіцієнти перевантаження;

m_i – коефіцієнти умов роботи;

R_1, R_2 – нормативні межі міцності матеріалів;

$K_1, K_2 \dots$ – коефіцієнти однорідності матеріалів.

У методиці чітко визначено дві групи граничних станів. До I-шої групи включені граничні стани, які ведуть до повної непридатності об'єкта до подальшої експлуатації. До II-гої групи віднесені граничні стани, що заважають нормальної експлуатації або зменшують його довговічність.

На даний час для дослідження експлуатованих будівельних конструкцій за допо-

могою ЕОМ широкого поширення набув метод скінчених елементів (Finite Element Method, FEM). Його розвиток почався ще в середині 1950-х минулого століття для потреб структурного аналізу в будівельній галузі. А розроблені ключові концепції матриці жорсткості та збір елементів практично в такій же формі, застосовуються і зараз. Метод засовується для аналізу поведінки конструкцій під впливом різних навантажень та умов експлуатації. Він дозволяє моделювати складні геометричні форми та матеріали об'єкта будівництва, проводити детальний аналіз напружень та деформацій [3, 4].

Метод прогнозування та моделювання руйнування (Failure Prediction and Modeling) дозволяє експертам з експлуатації приймати відповідні заходи та зменшувати потенційні ризики руйнування. Аналізуючи історично часові ряди, контекстуальні дані, фактичні умови експлуатації об'єкта і інші індикатори, виявляються закономірності на основі яких створюються різноманітні алгоритми та моделі прогнозування відмов (руйнувань) [5, 6].

Методика оцінки стійкості до руйнування (Safety Assessment Methodology). Дана методика включає в себе оцінку різних аспектів стійкості будівельних об'єктів, таких як міцність матеріалів, структурна цілісність та вплив зовнішніх факторів [7,8, 9].

Метод аналізу залишкових ризиків (Residual Risk Analysis) [9, 11, 12]. Даний підхід спрямований на оцінку ризику руйнування будівельної конструкції після врахування заходів з попередження та мінімізації ризиків її руйнування. Фактично це метод ідентифікації небезпеки, оцінювання ризику та впровадження заходів з контролю по його мінімізації. Тобто, це не що інше, як процес управління ризиками, що, складається з п'яти складових, які супроводжують метод стандартизованого управління або системного аналізу:

- визначення небезпек;
- оцінювання ризиків;
- прийняття рішення;
- впровадження заходів.

– проведення контролю реалізації заходів.

Метод аналізу надійності систем (Reliability Analysis) дозволяє оцінювати ймовірність виникнення руйнування будівельної конструкції на основі натурних обстежень, статистичних даних, інженерних розрахунків та оцінок [13, 14, 15].

Останнім часом особливу увагу привертає і все більше застосовуються різні системи, що працюють на основі комп'ютерного зору. Вони дозволяють отримувати інформацію з цифрових комп'ютерних зображень і на їх основі вживати певні заходи або давати рекомендації. Такі системи застосовуються в різних галузях і їх використання продовжує постійно зростати [16].

За останні роки досягнення в алгоритмах комп'ютерного зору на базі глибокого навчання показали багато-обіцяючі результати в різноманітних завданнях. Особливістю таких систем для виявлення і розпізнавання різних об'єктів є застосування в них штучних нейронних мереж, а також алгоритмів і методів, що працюють на їх основі. Подібні методи можна використувати для вирішення проблеми з визначення технічного стану експлуатованих об'єктів (накопичення дефектів і пошкоджень у часі при певних умовах експлуатації). Але процес виявлення певних ознак в реальному часі на відеозаписі, дуже складний через обмежену пам'ять, великий обсяг обробки інформації та необхідність великої обчислювальної потужності [17, 18].

Одним із сучасних методів виявлення руйнувань є система на основі згорткованих нейронних мереж Convolutional Neural Networks, або CNN яка використовуються в завданнях комп'ютерного зору: генерації і класифікації зображень, розпізнавання об'єктів тощо. Вона являє собою метод автоматизованого вилучення ознак із певної множини на основі вейвлетів [18].

Застосування вейвлет – перетворень досить широке. Вейвлет – перетворення використовуються для обробки сигналів та зображень, у комп'ютерній графіці, мультимедіальному аналізу. Це одна із перспектив-

них технологій аналізу даних, причому область застосування не має обмежень. Необхідно відзначити, що дана технологія позбавлена надлишковості, дозволяє проводити обробку мультимедійної та статистичної інформації. Створення системи функцій «вейвлетів» в теорії обробки та збереження сигналів, дозволило стискати інформацію у 100-150 разів без суттєвої втрати якості. Це і є головним призначенням та досягненням використання вейвлет-перетворень [19].

Фактично, це математично-статистичний метод аналізу часових рядів призначений для виявлення їх структурних рядів та їхнього подальшого прогнозування. Аналіз часових рядів дозволяє не тільки передбачати майбутні значення часового ряду, а і

управляти його поведінкою, що дуже важливо для аналізу поведінки конструкцій при певних умовах експлуатації. Метод аналізу часового ряду має ймовірнісну природу формування значень.

Тому виявлення структури часового ряду потрібно для побудови математичної моделі, того явища, що є джерелом аналізованого часового ряду. А прогноз майбутніх значень часового ряду цілком можливо використовувати для прийняття певних рішень відносно подальшої експлуатації об'єкта. Необхідно відзначити, що в аналіз часових рядів входить метод регресійного аналізу (рис. 1).

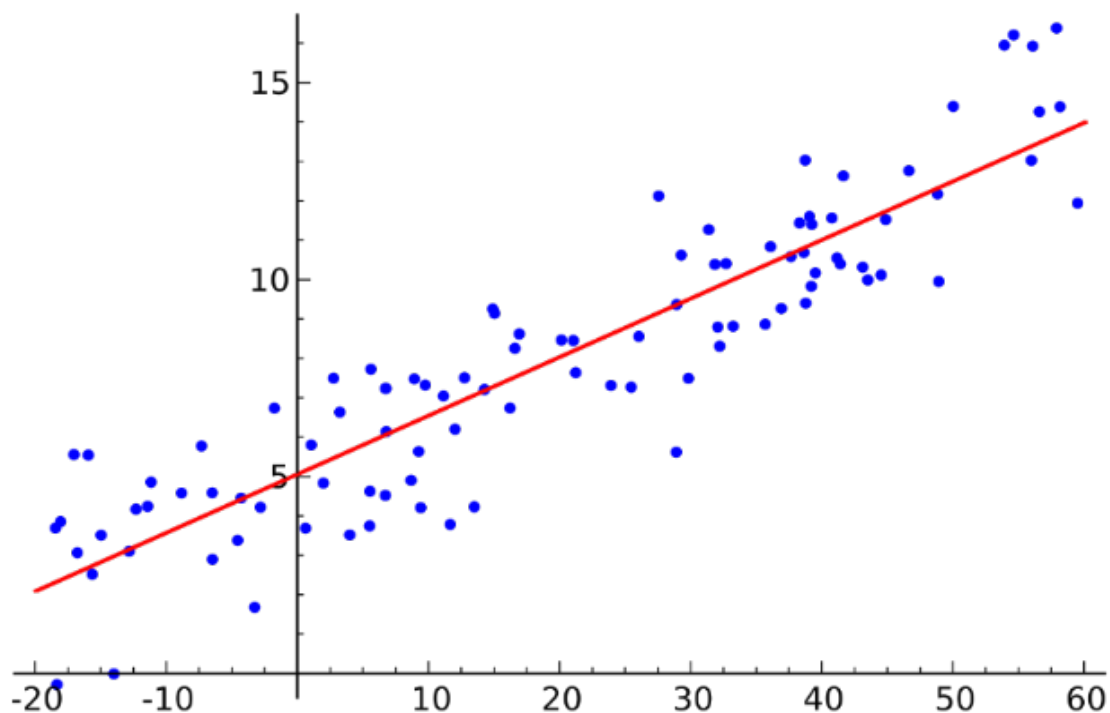


Рис. 1. Математична модель регресійного аналізу.

Fig. 1. The mathematical model of regression analysis.

Регресійний аналіз – це метод залежності однієї величини від іншої. Саме такий аналіз займається пошуком моделі цього зв'язку, що відображається у функції регресії.

Класичний лінійний регресійний аналіз опирається на систему положень про властивості регресійної моделі, а виконання цих

положень гарантує отримання значень параметрів і функції регресії [20, 21].

Такі лінійні регресійні моделі у загальному вигляді можливо записати:

$$Y(x) = \eta(x, \beta) + \varepsilon = \sum_{j=1}^m \beta_j f_j(x) + \varepsilon, \quad (3)$$

де $f_j(x) \cong f(x_1, \dots, x_k)$ – деякі відомі функції пояснюючих змінних, що не включають в себе невідомі коефіцієнти β_j . Функції $f_j(x)$ називають регресарами.

У плані прогнозування технічного стану експлуатованого об'єкта особливого значення набуває моделювання та прогнозування динаміки змін його параметричних показників. На сьогодні розроблено багато програмних комплексів, які надають можливості детального аналізу інформаційних даних, у яких сучасні методи моделювання та прогнозування реалізуються з використанням новітніх комп'ютерних технологій чисельного та графічного відображення.

Будь-яка модель створюється на основі певних алгоритмів і правил, які визначають порядок та послідовність проведення математичних розрахунків необхідних для обробки здобутої інформації. Така модель повинна відображати статистичну сукупність множин значень параметричних характеристик об'єкта дослідження, що включає:

- вибір одиничного конструктивного елемента, який впливає на властивості об'єкта дослідження (з точки зору дослідника);
- визначити часові межі моделювання;
- провести уніфікацію типів ознак, привести їх до одного виду;
- визначити фактичні значень об'єкта;
- формувати однакові множини моделі дослідження.

Формально, сукупність такої множини, можливо представити у вигляді впорядкованого набору даних з певними відомими параметрами: N , де N – кількість елементів сукупності ($n = 1, 2, \dots, N$); I , ($i = 1, 2, \dots, I$) – кількість зареєстрованих у n -го елемента

ознак; T , ($t = 1, 2, \dots, T$); T – термін експлуатації за певний проміжок часу. Відповідно інформаційна одиниця об'єкта моделювання буде значення i -ої ознаки у n -го елемента сукупності у t -му періоді. А інформація буде представлена:

- у статистиці матриця буде мати розмірністю $N \times I$ (просторові дані);
- у динаміці матриця розмірності $N \times I \times T$ (панельні дані).

При формуванні ознакової множини важливу роль відіграють значення оцінки технічного стану окремих ознак конструктивних елементів враховуючи їх належність до певних функціональних ознак, типів, рангів, категорій тощо. Для цього потрібно зібрати повну достовірну інформацію про параметричні значення досліджуемого об'єкта, тобто провести виміри фактичних чисельних показників.

Але, необхідно відзначити, що при будь-яких точних вимірах чисельних показників не можливо отримати їх абсолютно точні значення так-як у всесвіті не існує нічого абсолютного та ідеального. Тому отримані фактичні дані об'єкта завжди будуть розглядатись як випадковий стохастично непередбачуваний процес. А це означає, що можливо провести тільки ймовірнісне оцінювання отриманих результатів вимірів.

Основним завданням програмного забезпечення для системи комп'ютерного зору є задача - як із заданою ймовірністю виявляти дефекти конструкцій. Головним критерієм якості такої моделі пропонується використовувати метрику *precision*, яка визначає класифікацію дефектів і пошкоджень на цифрових зображеннях (рис. 2), [22, 23].

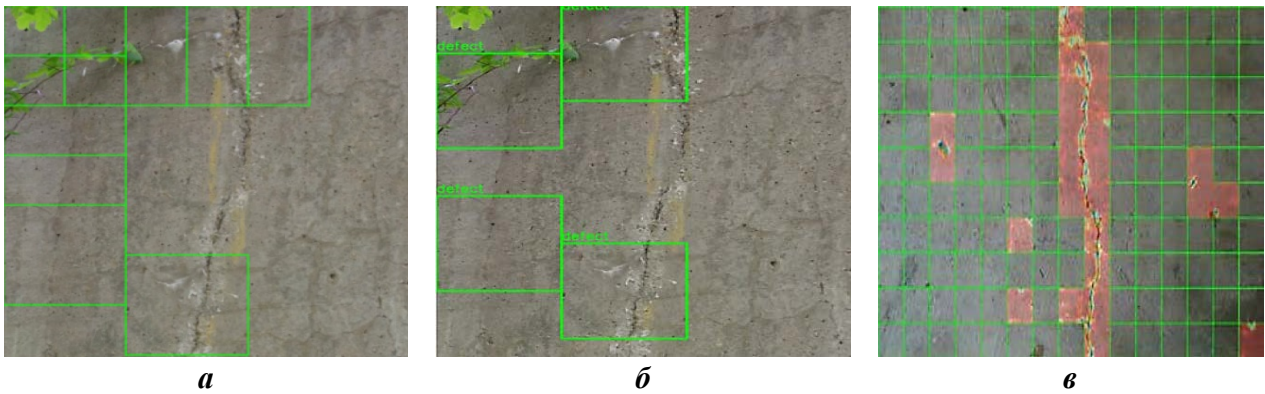


Рис. 2. Виділення елементів зображення:

a – початкова область, *b* – додаткова обробка, *c* – бінарна класифікація зображення з розбиттям на фрагменти

Fig. 2. Image segmentation:

a – initial area, *b* – additional processing, *c* – binary image classification with segmentation into fragments

Складність такої задачі полягає в створенні єдиного електронного каталогу для ідентифікації дефектів і пошкоджень конструктивних елементів згідно їх належності до певних функціональних ознак, типів, рангів, категорій тощо.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Представлений огляд засвідчив, що на даний час ще не розроблено досконалої інженерної методики визначення фактичного технічного стану експлуатованих об'єктів. Така методика повинна передбачати ідентифікацію небезпечних руйнівних тенденцій, розвиток яких спричиняє руйнування [24–26]. Відобразити об'єктивну оцінку експлуатаційної надійності з позиції гарантії безпеки об'єкта з умов реальної експлуатації і фактичного технічного стану [27, 28].

Науково-дослідницькі розробки проблем ідентифікації небезпек руйнування будівель, споруд, конструктивних елементів експлуатованих об'єктів в реальних умовах експлуатації [27–29, 31] неможливі без використання досить складного математичного інструментарію [30]. В якості інструментарію досліджень повинні використовуватись моделі, в яких формалізованою мовою

описуються їх властивості, а наявний апарат математичних методів повинен знайти чисельні розв'язки побудованих моделей, спрогнозувати подальший розвиток можливих сценарії розвитку подій на основі імітаційних розрахунків.

Імовірнісна оцінка величини ризику відображати не тільки фактичний ступінь опору конструкцій та зміну зовнішніх і внутрішніх впливів, але й враховує оцінку безпечності експлуатованого об'єкта. Саме такий підхід дозволяє розглядати експлуатаційну надійність об'єктів з позиції забезпечення безпеки об'єкта, враховуючи фактичний технічний стан та прогнозувати розвиток подальших небезпечних руйнівних тенденцій на основі зміни регламентованих параметричних показників об'єктів [27, 28, 31].

Ймовірнісні результати аналізу потенційних ризиків руйнування це основне підґрунтя для прийняття обґрунтованих рішень. Розуміючи природу та механізм розвитку ризиків, оцінюючи його безпеку ми зможемо приймати зважене обґрунтоване рішення.

Подальші дослідження проблеми ідентифікації небезпек руйнування, як міра ризику будівель [27, 28], споруд, конструктивних елементів експлуатованих об'єктів в реальних умовах експлуатації, безумовно надасть позитивний результат у плані забезпечення подальшої безпечної експлуатації.

ЛІТЕРАТУРА

1. **ДБН В.1.2–14:2018.** Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Зі Зміною № 1. Київ: Мінрегіон України, 2022, 81 с.
2. **ISO 2394:2015.** International standard. General principles on reliability for structures. *ISO 2015, 112 p.*
3. **Карпіловський В.С.** Метод скінченних елементів і задачі теорії пружності: *монографія.* Київ : Софія А, 2022. 275 с.
4. **Заякін Д.К., Мікуліч О.А.** Особливості застосування чисельних методів для аналізу напруженого стану пористих будівельних матеріалів. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві, 2023. Вип. 19. С. 76–83.*
5. **Гуськова В.Г., Бідюк П.І., Гасанов А.С.** Ймовірно-статистичні методи моделювання і прогнозування : *монографія.* Київ: Видавництво НПУ ім. М.П. Драгоманова, 2022. 456 с.
6. **Pichugin S.F., Klochko L.A.** Structural system collapse risk limitation strategy (Стратегія обмеження ризику обвалення конструктивної системи). *Academic journal Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering. Полтава, 2020. Т.1(54). С. 19–25.*
7. **ISO 21929-1:2011.** Стійкість в будівництві – індикатори стійкості. Частина 1: Платформа розробки індикаторів і базового набору індикаторів для будівель. 46 с.
8. **Резнікова О.О., Войтовський К.С., Лепіхов А.В.** Національні системи оцінювання ризиків і загроз: кращі світові практики, нові можливості для України : *аналіт. доп. / за заг. ред. О. О. Резнікової.* Київ : НІСД, 2020. 84 с.
9. **Резнікова О.О.** Національна стійкість в умовах мінливого безпекового середовища : *монографія.* Київ : НІСД, 2022. 456 с.
10. **Березуцький В.В., Адаменко М.І.** Небезпечні виробничі ризики та надійність : *навч. посіб.* Харків : ФОП Панов А.М., 2016. 385 с.
11. **ДСТУ ІЕС/ISO 31010:2013.** Керування ризиком Методи загального оцінювання ризику. Київ : Мінекономрозвитку України, 2015. 80 с.
12. **Авен Т.** Оцінка та управління ризиками: огляд останніх досягнень на їх основі. *Європейський журнал операційних досліджень, 2016. Вип. 253(1). С. 1–13.*
13. **Lysnytska K., & Pershakov, V. (2018).** Оцінка надійності будівлі на прикладі житлового будинку. Будівельні конструкції. *Теорія і практика, 1(3), 58–67.*
URL: <https://doi.org/10.32347/2522-4182.3.2018.58-67>
14. **Терентьєв О.О., Полторак О.Б.** Інформаційні технології оцінки технічного стану будівельних конструкцій із застосуванням нечітких моделей. *Нові технології у будівництві. 2013. №25–26. С. 57–61.*
15. **Терентьєв О.О., Шабала Є.Є., Малина Б.С.** Основи організації нечіткого виведення для задачі діагностики технічного стану будівель та споруд. *Управління розвитком складних систем : зб. наук. пр. 2015. № 22. С. 138–143.*
16. **Kvasnikov V., Ornatskyi D., Graf M., Shelukha M.** Designing a computerized information processing system to build a movement trajectory of an unmanned aircraft vehicle. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies. 2021. №1/9(109). P. 33–42.*
17. **Mao Q., Sun H., Liu Y., Jia R.** Mini-YOLOv3 : Real-Time Object Detector for Embedded Applications. *IEEE Access. 2019. № 7. P. 133529–133538.*
18. **Adeli H.** Neural Networks in Civil Engineering: 1989-2000. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering. 2001. Vol. 16. P. 126–142.*
URL: <http://dx.doi.org/10.1111/0885-9507.00219>.
19. **Polishchuk V.** Fuzzy Method for Evaluating Commercial Projects of Different Origin. *Journal of Automation and Information Sciences. 2018. Vol. 50. Iss. 12. P. 60–73.*
20. **Калюга Б.В., Задерей Н.М.** Застосування вейвлет-перетворення в сучасній науці та техніці. *Наукові записки молодих вчених. 2019. №4. 9 с.*
21. **Літнарівич Р.М.** Побудова і дослідження математичної моделі за джерелами експериментальних даних методами регресійного аналізу : *навч. посіб.* Рівне : МЕРУ, 2011. 140 с.
22. **Albawi S., Mohammed T.A., Al-Zawi S.** Understanding of a convolutional neural network // International Conference on Engineering and Technology (ICET) (Antalya, Turkey, 2017). *Antalya, 2017. P. 1–6.* URL: <https://doi.org/10.1109/ICEngTech-nol.2017.8308186>
23. **Галаган Р.М., Андрєєв С.М., Петрик В.Ф., Баженов В.Г., Лисенко Ю.Ю.** Виявлення дефектів бетонних конструкцій на основі

- аналізу зображень за допомогою згорткових нейронних мереж. *Вчені записки ТНУ імені В.І. Вернадського. Серія: Технічні науки*. 2023. Том 34(73). № 2. С. 138–144.
24. **Бакулін Є.А., Яковенко І.А., Бакуліна В.М.** Визначення параметрів напружено-деформованого стану споруди башти силосу та її конструктивних елементів за наслідками руйнування // *Achievements of Ukraine and EU countries in technological innovations and invention : coll. mon. Riga: "Baltija Publishing", 2022. P. 1–43.*
URL : <https://doi.org/10.30525/978-9934-26-254-8-1>
25. **Бакулін Є.А., Яковенко І.А., Дмитренко Є.А., Бакуліна В.М.** Результати аналізу причин руйнування сталевих ферм покриття конвекторного цеху. *Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті: зб. тез доп. 9-ої міжн. наук.-техн. конф. (Харків, 17–19 листопада, 2021 р.). Харків, УкрДУЗТ, 2021. С. 87–88.*
26. **Бакулін Є.А., Яковенко І.А.** Наслідки руйнування та надання комплексної оцінки можливості подальшої експлуатації будівлі корівника у смт. Немішаєво. *Проблеми та перспективи розвитку технічних та біоенергетичних систем природокористування конструювання та дизайн: зб. тез доп. XXI міжн. онлайн-конф. наук.-пед. працівн., наук. спів. та асп. (Київ, 25–26 березня 2021 р.). К. : НУ-БіП України, 2021. С. 67–69.*
27. **Бакулін Є.А.** Критерії надійності та ризиків при оцінюванні технічного стану експлуатованих будівель. *Будівництво України. 2013. №1. С. 2–4.*
28. **Бакулін Є.А.** Деформації як індикатори небезпек та ризику руйнування експлуатованих будівель. *Будівництво України. 2013. №5. С. 2–5.*
29. **Костира Н.О., Малишев О.М., Бакуліна В.М.** Особливості технічного обстеження та паспортизації прийнятих в експлуатацію об'єктів будівництва. *Machinery & Energetics. Journal of Rural Production Research*. 2019. Vol. 10. № 1. P. 165–169. URL: <http://dx.doi.org/10.31548/machenergy2019.01.165>
30. **Kolchunov V.I., Yakovenko I.A.** About the violation solid effect of reinforced concrete in reconstruction design of textile industry enterprises. *Izvestiya Vysshikh Uchebnykh Zavedenii, Seriya Tekhnologiya Tekstil'noi Promyshlennosti*. 2016. Vol. 363. Iss. 3. P. 258–263.
31. **Костира, Н., Бакуліна, В. (2022).** Особливості технічного обстеження об'єктів прилеглих до існуючої забудови. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (12), 105–114. URL: <https://doi.org/10.32347/2522-4182.12.2023.105-114>

REFERENCES

1. **DBN V.1.2–14:2018.** (2022) Systema zabezpechennia nadiinosti ta bezpeky budivelnnykh ob'ektiv. Zahalni pryntsyipy zabezpechennia nadiinosti ta konstruktyvnoi bezpeky budivel i sporud. Zi Zminoiu № 1. Kyiv: *Minrehion Ukrainy*, 81 p. (diiuchy)
2. **ISO 2394:2015.** (2015). International standard. General principles on reliability for structures.
3. **Karpilovskyi, V.S.** (2022). *Metod skinchennykh elementiv i zadachi teorii pruzhnosti*. Kyiv: *Sofia A.275 p/*
4. **Zaiakin, D.K. & Mikulich, O.A.** (2023). Osoblyvosti zastosuvannya chyselnykh metodiv dlia analizu napruzhеноho станu porystykh budivelnnykh materialiv. *Modern technologies and calculation methods in construction*, 19, 76–83.
5. **Huskova, V.H., Bidiuk, P.I. & Hasanov, A.S.** (2022). *Ymovirnisno-statystychni metody modeliuвання i prohnozuvannya*. Kyiv: *Vydavnytstvo NPU im. M.P. Drahomanova*. 456 p.
6. **Pichugin, S.F., Klochko, L.A.** (2020). Structural system collapse risk limitation strategy. *Academic journal Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 1(54), 19–25.
7. **ISO 21929-1:2011.** Stiikest v budivnytstvi – indykatory stiikesti. Chastyna 1: Platforma rozrobky indykatoriv i bazovoho naboru indykatoriv dlia budivel. 46 p.
8. **Reznikova, O.O. (Eds.), Voitovskyi, K.Ie. & Lepikhov, A.V.** (2020) Natsionalni systemy otsiniuvannya ryzykiv i zahroz: krashchi svitovi praktyky, novi mozhlyvosti dlia Ukrainy. Kyiv: *NISD*. 84 p.
9. **Reznikova, O.O.** (2022). *Natsionalna stiikest v umovakh minlyvoho bezpekovoho seredovyscha*. Kyiv: *NISD*. 456 p.
10. **Berezutskyi, V.V. & Adamenko, M.I.** (2016). *Nebezpechni vyrobnychi ryzyky ta nadiinist. Kharkiv: FOP A.M. Panov*. 385 p.
11. **DSTU IEC/ISO 31010:2013.** (2015). Keruvannya ryzykom Metody zahalnoho otsiniuvannya ryzyku. Kyiv: *Minekonomrozvytku Ukrainy*. 80 p.

12. **Aven, T.** (2016). Otsinka ta upravlinnia ryzykamy: ohliad ostannikh dosiahnen na yikh osnovi. *European Journal of Operational Research*, 253(1), 1–13.
13. **Lysnytska, K. & Pershakov, V.** (2018). Otsinka nadiinosti budivli na prykladi zhytloвого budynku. *Building constructions. Theory and Practice*, 1(3), 58–67. URL: <https://doi.org/10.32347/2522-4182.3.2018.58-67>
14. **Terentiev, O.O. & Poltorak, O.B.** (2013). Informatsiini tekhnolohii otsinky tekhnichnogo stanu budivnykh konstruksii iz zastosuvanniam nechitkykh modelei. *New technologies in construction*, 25–26, 57–61.
15. **Terentiev, O.O., Shabala, Ye.Ie., Malyna, B.S.** (2015). Osnovy orhanizatsii nechitkoho vyvedennia dlia zadachi diahnostryky tekhnichnogo stanu budivel ta sporud. *Management of the development of complex systems*, 22, 138–143.
16. **Kvasnikov, V., Ornatskyi, D., Graf, M. & Shelukha, M.** (2021). Designing a computerized information processing system to build a movement trajectory of an unmanned aircraft vehicle. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*, 1/9(109), 33–42.
17. **Mao, Q., Sun, H., Liu, Y. & Jia, R.** (2019). Mini-YOLOv3 : Real-Time Object Detector for Embedded Applications. *IEEE Access*, no 7, 133529–133538.
18. **Adeli, H.** (2001). Neural Networks in Civil Engineering: 1989-2000. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 16, 126–142. URL: <http://dx.doi.org/10.1111/0885-9507.00219>.
19. **Polishchuk, V.** (2018). Fuzzy Method for Evaluating Commercial Projects of Different Origin. *Journal of Automation and Information Sciences*, 50(12), 60–73
20. **Kaliuha, B.V. & Zaderei, N.M.** (2019). Zastosuvannia veivlet-peretvorennia v suchasni nauks ta tekhnitsi. *Scientific notes of young scientists*, 4, 9 p.
21. **Litnarovych R.M.** (2011) Pobudova i doslidzhennia matematychnoi modeli za dzherelamy eksperymentalnykh danykh metodamy rehresiinoho analizu : *navch. posib.* Rivne : MEHU. 140 p.
22. **Albawi S., Mohammed T.A., Al-Zawi S.** (2017) Understanding of a convolutional neural network // International Conference on Engineering and Technology (ICET) (Antalya, Turkey, 2017). *Antalya*. P. 1–6. URL: <https://doi.org/10.1109/ICEngTech-no1.2017.8308186>
23. **Halahan R.M., Andreiev S.M., Petryk V.F., Bazhenov V.H., Lysenko Yu.Yu.** (2023) Vyivlennia defektiv betonnykh konstruksii na osnovi analizu zobrazhen za dopomohoiu zghortkovykh neironnykh merezh. *Vcheni zapysky TNU imeni V.I. Vernadskoho. Serii: Tekhnichni nauky*. 34(73). № 2.138–144.
24. **Bakulin, Ye.A., Yakovenko, I.A., Bakulina, V.M.** (2022). Vyznachennia parametriv napruzheno-deformovanoho stanu sporudy bashty sylosu ta yii konstruktyvnykh elementiv za naslidkamy ruinovannia. *Achievements of Ukraine and EU countries in technological innovations and invention (p. 1–43)*. Riga: Baltija Publishing. URL: <https://doi.org/10.30525/978-9934-26-254-8-1>
25. **Bakulin, Ye.A., Yakovenko, I.A., Dmytrenko, Ye.A. & Bakulina, V.M.** (2021). Rezultaty analizu prychnyn ruinovannia stalevykh ferm pokryttia konvertornoho tsekhu/ *Problemy nadiinosti ta dohovichnosti inzhenernykh sporud ta budivel na zaliznychnomu transporti, UkrDUZT. Kharkiv, Ukraine*. P. 87–88.
26. **Bakulin, Ye.A. & Yakovenko, I.A.** (2021). Naslidky ruinovannia ta nadannia kompleksnoi otsinky mozhlyvosti podalshoi ekspluatatsii budivli korivnyka u smt. Nemishaievo. *Problemy ta perspektyvy rozvytku tekhnichnykh ta bioenerhetychnykh system pryrodokorystuvannia konstruiuvannia ta dyzain: zb. tez dop. KhXI mizhn. onlain-konf. nauk.-ped. pratsivn., nauk. spiv. ta asp.* «» (Kyiv, 25–26 bereznia 2021 r.). K. : NUBiP Ukrainy. C. 67–69.
27. **Bakulin, Ye.A.** (2013). Kryterii nadiinosti ta ryzykiv pry otsiniuvanni tekhnichnogo stanu ekspluatovanykh budivel. *Budivnytstvo Ukrainy*, 1, 2–4.
28. **Bakulin, Ye.A.** Deformatsii yak indykatory nebezpek ta ryzyku ruinovannia ekspluatovanykh budivel. *Budivnytstvo Ukrainy*, 5, 2–5.
29. **Kostyra, N.O., Malyshev, O.M. & Bakulina, V.M.** (2019). Osoblyvosti tekhnichnogo obstezhennia ta pasportyzatsii pryiniatykh v ekspluatatsiiu obektiv budivnytstva. *Machinery & Energetics. Journal of Rural Production Research*, 10(1), 165–169. URL: <http://dx.doi.org/10.31548/machenergy2019.01.165>
30. **Kolchunov, VI.I. & Yakovenko, I.A.** (2016). About the violation solid effect of reinforced concrete in reconstruction design of textile industry enterprises. *Izvestiya Vysshikh*

Uchebnykh Zavedenii, Seriya Tekhnologiya Tekstil'noi Promyshlennosti, 363(3), 258–263.

31. **Kostyra, N.O. & Bakulina, V.M.** (2023).

Osoblyvosti tekhnichnoho obstezhennia ob'ektiv prylehlykh do isnuiuchoi zabudovy. *Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka*, 12, 105–114. URL:

<https://doi.org/10.32347/2522-4182.12.2023.105-114>

MODERN METHODS OF IDENTIFYING THE HAZARDS OF DESTRUCTION OF BUILDINGS, STRUCTURES AND CONSTRUCTIONS IN REAL OPERATING CONDITIONS

*Vasyl KLIUIEV,
Yevhenii BAKULIN*

Summary. The problem of identifying the hazards of buildings, constructions and structural elements destruction in the conditions of actual operation arises from the need to ensure the safety of people and property. This problem is especially relevant in connection with the constant increase in the volume of construction and operation of building objects of various functional purposes.

The importance of identifying the hazards of the destruction of operated objects is to identify potential threats of destruction in advance and to take appropriate measures to localize them. This challenge requires an integrated approach, encompassing continuous monitoring of the technical condition, assessment of actual operating conditions, analysis of design resistance of structural elements, and the development of suitable strategies for maintenance, strengthening or replacement of structures, carrying out repair and restoration work or reconstruction.

Destruction hazards can arise for various reasons and can induce a serious threat to life, human health, and property integrity.

Some of the main factors that can lead to failure include: aging and physical wear; natural rheological processes (material degradation) and changes in design and operating conditions.

In addition, the danger may increase due to natural disasters, such as earthquakes, floods, hurricanes, etc. Potential threats of destruction are hidden defects and damages caused by design errors, non-compliance of structural elements with technical conditions, poor-quality construction and installation (repair) work, which ultimately increases the level of danger of destruction during operation.

It should be noted that during the building object operation, deficiencies in technical operation, changes in the design conditions of normal operation, violations of regulatory conditions and the system of planned preventive repairs can lead to the accumulation of problems that can cause destruction over time.

Studying methods to identify hazards, conducting a detailed analysis of the causes and mechanisms of emergencies, and implementing appropriate measures based on these findings are crucial for the continuous improvement of destruction prevention strategies.

Research methods for identifying hazards of operated building objects destruction, detailed analysis of the causes and mechanisms of emergency situations, and implementation of appropriate measures based on the data obtained allow for continuous improvement of the destruction prevention strategy.

Keywords. identification of hazards; destruction; threats; stability; strength; deformation

Стаття надійшла до редакції 15.07.2024

ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ НА ВИТРИВАЛІСТЬ БАШТОВИХ СПОРУД

Валерій НУЖНИЙ,

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037
nuzhnyi.vv@knuba.edu.ua <https://orcid.org/0000-0002-0400-3204>

Анотація. В даній статті описаний вплив явища вихрового збудження при дії фронтального вітру на баштові споруди суцільного перерізу.

Явище вихрового збудження відбувається при швидкостях вітру вищих за певні критичні, які за шкалою Бофорта відповідають слабкому і помірному вітру із дуже великою кількістю циклів, що потребує розрахунку конструкцій на витривалість. Додатковою особливістю даного аспекту є те, що явище вихрового збудження є достатньо невідомим в широкій інженерній практиці в Україні і вперше посилення на необхідність розрахунку споруд на вихрове збудження з'явилося із впровадженням зміни 2 до ДБН В.1.2-2:2006 "Навантаження і впливи. Норми проектування" лише в 2020р. В даній статті наведений аналіз наявних методик розрахунку і стану положень національних норм щодо розрахунку баштових споруд на комплексний вплив вітру. Зокрема вказано на проблеми розрахунку конструкцій на динамічну дію при розрахунку на фронтальний вітер. Також проведена оцінка критичних швидкостей для реальних баштових споруд та орієнтовної кількості коливальних циклів на рік, що відбуваються в процесі нормальної експлуатації. Так було виявлено, що кількість циклічних автоколивань від вихрового збудження з коефіцієнтом асиметрії напружень $\rho = -1$ складає від 2 до 15 млн на рік, що свідчить про необхідність обмеження напружень в конструкціях та їх деталях до значень меж витривалості. В статті наведені обчислення значення меж витривалості для різних груп конструкцій, проаналізована доцільність застосування марок сталей підвищеної міцності. Також виконаний аналіз зниження кількості циклів при перевищенні напруженнями меж витривалості і доведено, що незначні перевищення напружень в ме-



Валерій НУЖНИЙ

старший викладач кафедри металевих і дерев'яних конструкцій

жах 3..5% можуть істотно в рази знижувати витривалість конструкцій. Цей висновок особливо актуальний при розрахунку решітчастих просторових конструкцій, що мають зовнішню огорожувальну оболонку, яка створює в конструкції ефект впливу вітру, аналогічний суцільностінчастій конструкції. Такі особливості актуальні наперед усього для масштабних монументальних споруд.

Ключові слова: вихрове збудження; інерційні коливання; вітрове навантаження; баштова споруда; розрахунок на витривалість.

ВСТУП

Тривалий час при розрахунках і проектуванні баштових споруд достатнім фактором вважалося виконувати розрахунок споруди виключно на фронтальний вітер з динамічною реакцією. Однак в баштових та інших протяжних спорудах окрім дії фронтального вітру виникають побічні характерні вітрові ефекти, до яких відносять вихрове збудження, флатер, галопування, бафтінг тощо.

Для баштових споруд з будь-яким поперечним перерізом, як суцільно-стінчастих так і з решітчастим перерізом характерним є прояв вихрового збудження.

Під час дії фронтального вітру відбувається почерговий зрив вихорів на бічних кромках, що заставляє консольну баштову споруду коливатися у напрямку, перпендикулярному до дії вітру. Головним парадоксом у аспекті національної проєктної практики є те, що необхідність врахування вихрового збудження при проектуванні баштових конструкцій була додана до національних норм в 2020 р. із введенням в дію зміни 2 до ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи. Норми проектування». В додатку К до цього документу вказано, що явище вихрового збудження має дуже велику повторюваність і його треба всіляко уникати, застосовуючи конструктивні засоби - спіралевідні лопаті, маятники, тощо для гасіння коливань. Однак при цьому в сучасній інфраструктурі експлуатується багато баштових споруд, які свого часу проектувалися без врахування вихрового збудження, однак не мають при цьому явних ознак аварійності або втрати несучої спроможності. Тому дослідження щодо впливу вихрового збудження на баштові споруди з врахуванням витривалості конструкції є актуальними

АНАЛІЗ ДОСЛІДЖЕНЬ

Сучасна теорія щодо розрахунку будівель і споруд на дію вітрового навантаження розвивалася з середини 20 ст, і багато в чому побудована на дослідженнях, що проводилися в університеті Західного Онтаріо в Канаді в аеродинамічній лабораторії під керівництвом Алана Гарета Девенпорта [1]. На основних положеннях, щодо розподілу спектрів вітрового потоку, статичної і динамічної дії вітру, запропонованих Девенпортом побудовані положення національних норм США, Канади, Японії, Австралії. Не є в цьому відношенні виключенням БНіП в колишньому СРСР, національні норми країн ЄС та власне і Єврокод [2,]. В національних та міжнародних нормативних документах реалізовані дані щодо власної бази досліджень, метеоспостережень та досвіду інженерної практики.

Всі побічні вітрові явища, такі як флатер,

вихрове збудження, галопування тощо досліджувалися паралельно з дослідженням основного впливу вітру. Дослідження проводилися в аеродинамічних трубах з подальшим узагальненням і створенням аналітичних методик розрахунку. На основі цих досліджень впроваджений в Єврокод резонансний метод розрахунку на вихрове збудження для суцільностінчастих елементів, розроблений на основі праць Струхалія, Соларі, Рушевича, Руммана, Басу [3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13].

Сучасні публікації в цій сфері торкаються фундаментальних досліджень впливу вихрового збудження так і практичних прикладних досліджень конкретних унікальних споруд щодо розрахунку в впливу вихрового збудження на споруди в тому числі і на витривалість. Так в [14] досліджується вихрове збудження в похилених стержнях до напрямку дії вітру стержнях, в роботі [15] досліджується вплив вихрового збудження на висотну споруду при наявності сусідньої споруди.

Для аналітичного розрахунку і дослідження впливу вихрового збудження на споруди та їх деталі окрім практичних випробувань моделей застосовують і розрахунки за методом, реалізованим в Єврокод. В роботі [16] наведено дослідження впливу вихрового збудження на витривалість 88 м вежі в Шрі-Ланці. В [17] проведено дослідження 37.9 м. електро-освітлювальної опори стадіону у м. ГанOVER у Німеччині. Також серйозно досліджуються великі вітроенергетичні установки, де окрім звичайних проявів вихрового збудження, виникають специфічні вітрові турбулентні потоки від обертання лопатей пропелерів турбін а також розглядаються пристрої для гасіння впливу вихрових потоків [18,19].

В Україні також опубліковані праці щодо особливостей впливу вітрового навантаження і аеродинаміки баштових споруд [20,21,22,23,24]. При цьому вплив вихрового збудження на аспекти напружено-деформованого стану не досліджувався.

Якщо розглядати історію питання на теренах України, то згідно відміненого в Ук-

раїні з 1.01.2007 БНіП 2.01.07-85* «Нагружки и воздействия» вказівки щодо розрахунку споруд на вихрове збудження все ж містилися. Це стосувалося виключно циліндричних споруд з певними діапазонами власних частот з числом Рейнольдса $Re > 50$. Всі методики і базові засади розрахунку приводилися в «Настанові з розрахунку будівель і споруд на дію вітру» 1978 р.

Особливістю наведених положень в настанові було те, що вихрове збудження як визначальний фактор розглядалося як розрахунок на резонансні коливання за другою власною формою і частотою коливань. Розв'язок задач з розрахунку на вихрове збудження для циліндричних консольних споруд там був представлений у вигляді розв'язку диференціальних рівнянь коливань осі стержня з визначеними експериментально амплітудними відхиленнями. Був наведений приклад розрахунку на вихрове збудження залізобетонної витяжної труби, в якій при швидкості вітру понад 17 м/с за розрахунком могли відбуватися коливання за другою власною частотою і формою коливань. Було показано, що в саме в цьому випадку зусилля в системі при резонансному вихровому збудженні перевищують зусилля які виникають при дії фронтального вітру і є визначальними. В цьому ж прикладі був здійснений розрахунок на коливання тої ж конструкції за першою власною частотою, який показав, що зусилля в системі значно нижчі за визначальні максимальні зусилля. Однак при цьому аналіз на кількість коливань за першою частотою здійснений не був і вплив вихрового збудження на витривалість конструкції проаналізований не був. Так само як у якості однієї необхідних умов було те, що споруди мають мати неодмінно циліндричну форму, у той час як прояв вихрового збудження властивий спорудам будь-якої поперечної форми.

Із введенням національних норм ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи. Норми проектування» жодні вказівки та вимоги з розрахунку споруд на вихрове збудження не містилися до введення в дію зміни 2 в 2020р. Самі положення з розрахунку на вихрове збудження не є достаньо

впровадженими та викладеними національними нормами.

ПОСТАНОВКА МЕТИ ДОСЛІДЖЕНЬ

Для дослідження і встановлення параметрів визначення витривалості баштових споруд необхідно дослідити вплив вихрового збудження на напружено-деформований стан конструкцій і деталей споруд. Слід встановити середню кількість коливальних циклів баштових споруд та спектри напружень в системі для встановлення параметрів розрахунку на витривалість. При врахуванні всього спектру напружень необхідно врахувати одночасну дію фронтального вітру та автоколивань від вихрового збудження.

МЕТОДИКА РОЗРАХУНКІВ, ОБ'ЄКТ ДОСЛІДЖЕННЯ

Об'єктами дослідження були чотири баштових споруди висотою від 11.355 м до 48,5 м (див. рис.1)

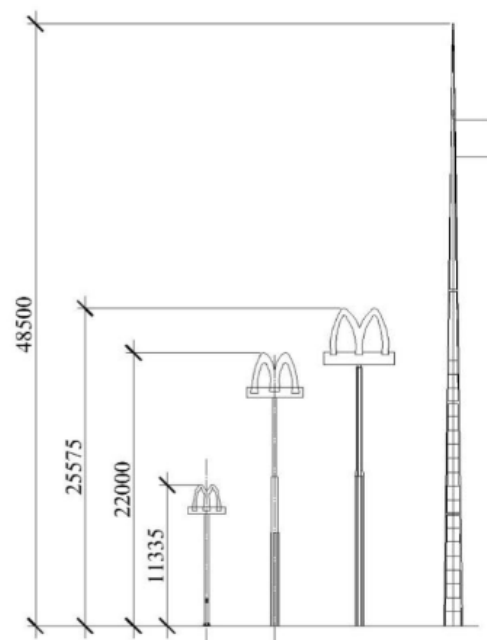


Рис.1 Досліджувані споруди
Fig.1 Accessible structures

Розрахунок споруд виконувався на фронтальний вітер та вихрове збудження за Єврокод та за національними нормами ДБН. Результати розрахунків і більш детальні

описи споруд та розрахункові положення опубліковані в [25, 26, 27]. І тут варто зазначити, що в національних нормах ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи. Норми проектування» міститься колізія, яка не дозволяє розраховувати баштові на динамічну складову дії вітру. Так в обох нормативних документах динамічний вплив вітру виражається введенням коефіцієнту c_d в ДБН В.1.2-2:2006 та $c_s c_d$ в EN 1991-1-4:2005. Якщо в Єврокод є чітка методика визначення цього коефіцієнта, то в ДБН визначення коефіцієнта c_d здійснюється за графіками залежно від геометричних параметрів та логарифмічного декременту затухань (фактично матеріалу конструкцій). Так на рис. 2 зображений графік для визначення динамічного коефіцієнту для сталевих споруд, згідно з яким він для всіх досліджуваних споруд має значно перевищувати 1.2, на що в пункті 9.13 ДБН міститься пряме посилання виконувати спеціальний динамічний розрахунок з врахуванням пульсаційної складової вітру.

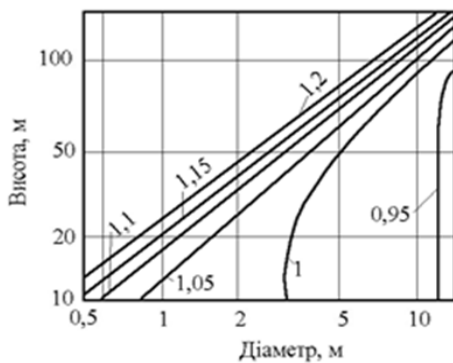


Рис.2 Коефіцієнт c_d для сталевих труб і апаратів колонного типу без футерівки з ДБН

Fig.2 c_d coefficient for steel pipes and column-type devices without lining

Однак при цьому відсутні методики врахування пульсаційної складової тому в інженерній практиці в Україні для розрахунку застосовують програмні комплекси SCAD і Ліра, в алгоритмі яких застосовані методики відміненого БНіП. Тому під час дослідження застосовані розрахунки в SCAD та за Єврокод.

Розрахунок на вихрове збудження був проведений за Єврокод, оскільки зміна 2 до ДБН В.1.2-2:2006, а саме додаток К містить абсолютно аналогічні положення і формули згідно Єврокод, але не має розширених розрахункових схем.

Загалом для всіх подібних споруд характерна схема деформацій під час дії вітру, зображена на рис. 3.



Рис. 3 Схема деформацій баштової споруди при дії вітру

Fig.3 Diagram of deformations of a tower structure under the action of wind

Так відхилення від вертикалі відбувається під впливом динамічної реакції споруди від дії фронтального вітру, у той час як вихрове збудження викликає затухаючі автоколивання, що залежно від власних частот коливань та критичних швидкостей вітру може спричинити коливання за однією із власних форм (див. рис. 4)



Рис.4 Розрахункова схема і три власних форми коливань

Fig.4 Analysis scheme and three modes of natural oscillations

Як правило коливання можуть відбуватися за першою або рідше залежно від гео-

метричних і частотних характеристик споруди за другою формою коливань. Саме резонанс за другою формою несе в собі небезпеку щодо розвитку максимальних граничних зусиль, що перевищують зусилля від дії фронтального вітру. Всі споруди були розраховані в SCAD, були визначені їх власні частоти коливань. По власних частотах був

виконаний розрахунок критичних швидкостей та оцінені можливі форми власних частот коливань, що можуть відбуватися для умов міста Києва, коли усереднена швидкість вітру не перевищує 25 м/с.

Результати розрахунків критичних швидкостей наведені в таблицях 1-4.

Табл.1. Власні частоти коливань споруди та критичні швидкості для споруди1 (пілона висотою 11.355м)

Tabl.1. Own frequencies of structure oscillations and critical velocities for the structure 1 (totem 11.355m)

Частота коливань, Гц	Критична швидкість м/с	Форма власних коливань
1,2	3,54	1 форма

Табл.2. Власні частоти коливань споруди та критичні швидкості по трьох формах власних коливань для споруди 2 (пілону 22.0 м)

Tabl.2. Own frequencies of structure oscillations and critical velocities for three modes of own oscillations for the structure 2 (totem 22.0m)

Частота коливань, Гц	Критична швидкість м/с	Форма власних коливань
1,13	5,44	1 форма
6,4	30,8	Не відбувається
20,449	98.5	Не відбувається

Табл.3. Власні частоти коливань споруди та критичні швидкості по трьох формах власних коливань для споруди 3 (пілону 25.575 м)

Tabl.3. Own frequencies of structure oscillations and critical velocities for three modes of own oscillations for the structure 3 (totem 25.575m)

Частота коливань, Гц	Критична швидкість м/с	Форма власних коливань, при якій відбувається вихрове збудження
0,9751	5,82	1 форма
5,39	32	Не відбувається
16,61	99.2	Не відбувається

Табл.4. Власні частоти коливань споруди та критичні швидкості по трьох формах власних коливань для споруди 4 (флагштоку 48.5 м)

Tabl.4. Own frequencies of structure oscillations and critical velocities for three modes of own oscillations for the structure 4 (flagpole 48.5 m)

Частота коливань, Гц	Критична швидкість м/с	Форма власних коливань, при якій відбувається вихрове збудження
0,679	5,54	1 форма
2,09	17,1	2 форма*
3,71	30,5	Не відбувається

Як ми можемо бачити для всіх чотирьох споруд характерний прояв вихрового збудження за першою власною частотою. Для споруди 4 при швидкості вітру 17,1м/с мо-

жуть виникати коливання за другою власною частотою, які потребують окремого розгляду і додаткових досліджень. Результати розрахунку споруд на фронтальний вітер та вихрове збудження наведені в таблиці 5.

Табл.5. Результати розрахунків споруд на фронтальний вітер і вихрове збудження
Tabl.5. Results of buildings analysis for frontal wind and vortex shedding

Параметр	Розрахована споруда			
	Пілон 11.355 м	Пілон 22 м	Пілон 25,575м	Флагшток 48,5 м
Опорний момент при динамічному розрахунку в розрахунковому комплексі SCAD, кНм	40,9	227,7	402,65	766,9
Опорний момент при розрахунку за Єврокод, кНм. В дужках з врахуванням часткового коефіцієнту $\gamma_Q = 1,3$	47,4 (61,62)	323,9 (421,1)	483,0 (627,9)	857,7 (1115,0)
Критична швидкість, м/с	3,42	5,44	5,82	5,54
Частота коливань першого старшого періоду, Гц	1,2	1,13	0,975	0,68
Момент в опорі за розрахунком за віхровим збудженням, M_v , кНм	1,404	43,6	75,4	373,25
$\frac{M_v}{M} \cdot 100\%$ в дужках відсоток у порівнюванні до зусиль від фронтального вітру за Єврокодом	3,4(2,9)	19,1(13,4)	18,7(15,6)	48(43,5)

Для візуалізації результатів розрахунку зусилля від вихрового збудження відображені у відсотках від зусиль в споруді від дії фронтального вітру. Таке порівняння показало істотне зростання впливу вихрового збудження із збільшенням висоти споруди від 3% до 48% для досліджуваних споруд. Водночас розрахунки показали серйозну розбіжність між Єврокод і динамічним розрахунком за SCAD. За рахунок того, що застосована різна ситсема коефіцієнтів, визначення типів місцевостей та висотних коефіцієнтів, тощо проектування із подальшим розрахунком перерізів та конструюванням треба здійснювати в рамках однієї системи, або за ДБН або за Єврокод, хоча формально

розрахунок в програмних комплексах із застосуванням алгоритмів і положень відмінного СНіП не регламентований офіційно і це є казусом, який потребує досліджень та упорядкування.

Другим питанням, яке постає при оцінці витривалості будівель і споруд постає кількість коливальних циклів. Для цього був проаналізований архів зведень погоди з і відкритих джерел в інтернеті з сайту www.meteorpost.com, який почав зберігатися після 2010 і до тепер. Для аналізу був випадково обраний 2011 р, що містить повну стенограму по днях на кожні півгодини. Була здійснена вибірка вітрів, задокументованих у м. Києві, зі швидкістю, більшою за критичну

для досліджуваних споруд (див. табл. 6). Також були проаналізовані і стенограми інших років, які показали, що вітри із усередненою швидкістю понад 15 м/с і вище проявляються раз на декілька років.

Кількість коливальних циклів для всіх досліджуваних споруд була отримана шляхом ділення тривалості дії надкритичних вітрів на періоди власних коливань за першою власною частотою. Були отримані орієнтовні кількості коливальних циклів на рік для досліджуваних споруд, яка склала:

- $14,4 \cdot 10^6$ циклів для споруди 1;
- $4,3 \cdot 10^6$ циклів для споруди 2;
- $3,4 \cdot 10^6$ циклів для споруди 3;
- $2,6 \cdot 10^6$ циклів для споруди 4.

На перший погляд оцінка не повна, не враховує рози вітрів, відсутній аналіз по інших роках, статистична обробка і т.д. З другого боку такі результати означають те, що кількість коливань принаймні за один рік сягає понад 10^6 , у той час як згідно з ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування» при перебільшенні кількості циклів 10^5 за весь термін експлуатації необхідно рівень напружень в системі обмежувати межею витривалості.

В свою чергу порядок кількості коливальних циклів на рік був визначений для випадку вихрового збудження, що викликає знакозмінні коливання з коефіцієнтом асиметрії напружень $\rho = -1$. В споруді одночасно може виникати динамічна дія фронтального вітру, яка має коефіцієнт асиметрії напружень $\rho = 0$ і тут треба розглядати комплексну дію одночасного прояву фронтального вітру та вихрового збудження. Постає серйозне питання врахування всього спектру вітрів за прикладом наведених за таблицею 6, коли навантаження від фронтального вітру в окремо проаналізованій рік не перевищило 36% від максимального розрахункового. Для такого ретельного розрахунку потрібно мати статистику дії вітрів безпосередньо на майданчику будівництва, враховувати превалюючі напрямки та інші індивідуальні аеродинамічні умови майданчика. Це потре-

бує проведення вартісного наукового супроводу та багаторічного спостереження за допомогою приладів, що іноді складно виконати технічно і не є доцільним. Тому можна запропонувати безпечний і дещо консервативний метод, коли розглядаються напруження в системі від одночасної дії максимального фронтального вітру та вихрового збудження. В такому разі гарантовано забезпечено надійність системи в межах впровадженної розрахункової системи, але водночас в системі можуть бути доволі значні запаси. В свою чергу вплив вихрового збудження на напружено-деформований стан багато в чому залежить від поперечного перерізу споруди, форми вузлів і деталей. Так на рис. 5 показана епюра нормальних напружень для споруди 3, яка враховує одночасну дію фронтального вітру та вихрового збудження. І тут істотним чинником є такий фактор, коли пікові напруження, або зусилля (наприклад для анкерних болтів) від дії одного фактора, припадає на нейтральну зону від дії другого фактора у протилежному напрямку. Так згідно рис.5 загальний вплив при врахуванні вихрового збудження дає збільшення напружень лише на 7% при зображеній на рис. 5 формі поперечного перерізу. Самі зусилля від вихрового збудження за табл. 5 для даної споруди складають 18,7%. Від зусиль від дії фронтального вітру. У випадку застосування квадратних перерізів відбувається сума пікових напружень в кутових ділянках і це істотно збільшує вплив вихрового збудження. Всі наведені напруження отримані по зусиллях, розрахованих при динамічному розрахунку в SCAD.

В свою чергу в рамках однієї епюри напружень на рис. 6 відображені апроксимовані точки А, В, С, D. При запропонованому спрощеному підході рівень напружень в точках А, D слід обмежувати межею витривалості при коефіцієнті асиметрії напружень $\rho = 0$ (від нуля до амплітудних), у той час як в точках В, С при коефіцієнті асиметрії $\rho = -1$, коли відбуваються знакозмінні сталі амплітудні коливання.

За положеннями ДБН В 2.6-198:2014 були розраховані значення меж витривалості за групами конструкцій 1, 2, 5,б, 6,б. Так група 1 відповідає розрахункам на міцність основного перерізу споруди з прокатними

кромками, 2 – те ж саме для складених перерізів з обрізними кромками, 5б - для швів опорної плити бази, 6б – для флангових зварних швів.

Табл.6. Розподіл вітрів за швидкістю у 2011р
Tabl.6. Distribution of winds by speed in 2011

Швидкість вітру, м/с	Тривалість дії на рік, с	Частка від максимального навантаження, у перерахунку до максимальної середньої швидкості 25 м/с $\left(\frac{V_i}{V_{max}}\right)^2$
4, 5	8615780	0,033
6	1802400	0,058
7	871200	0,078
8	469800	0,1
9	286200	0,13
10	154800	0,16
11	59400	0,19
12	30600	0,23
13	16200	0,27
14	5400	0,31
15	3600	0,36

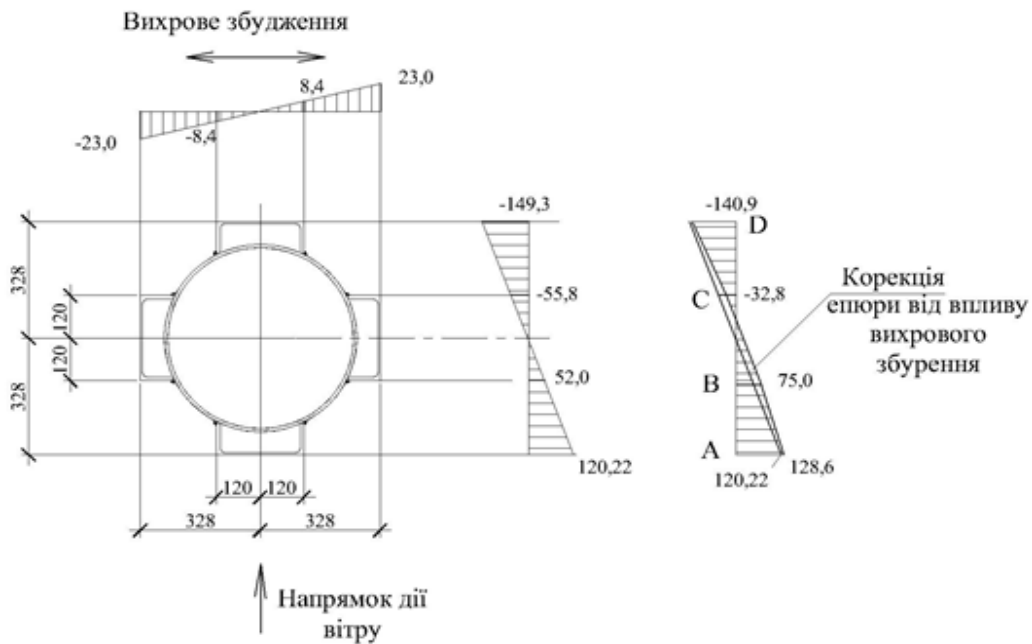


Рис. 5 Епюра нормальних напружень
Fig. 5 Normal stress diagram

Розрахована межа витривалості для різних груп конструкцій при різних марках сталей та коефіцієнтах асиметрії напружень та наведена в таблиці 7.

Тут варто звернути увагу на те, що для анкерних болтів, основних елементів для підвищення витривалості доцільно використовувати сталі підвищеної м'якості, у той час як у зварних швах грає фактор межі витривалості по межі сплавлення. Також в таблиці 8 наведено розрахункову кількість циклів залежно від рівня напружень при оцінці витривалості основного перерізу споруди зі сталей з межею міцності в діапазоні $235 \leq R_{yn} \leq 290$ МПа.

Як базову порівняльну кількість коливальних циклів від вихрового збудження на рік для споруди, прийнято 4 млн. Отже при

незначному перевищенні межі витривалості на 5% знижує термін служби з умовно нескінченного до близько 2 років. Отже фактор втоми має істотний вплив, однак постає питання, чому попри те, що вихрове збудження не враховувалося при проектуванні конструкцій, а самі споруди не мають масових проявів втрати несучої здатності. Це пояснюється тим, що для більшості суцільностінчастих споруд істотним чинником є жорсткість, тому поперечні перерізи мають запас, а самі наведені напруження в прикладі таблиці 8 для зразка по рис.5 припадають на зону в точках В і С. В той же час для решітчастих конструкцій із суцільною зовнішньою оболонкою цей фактор є визначальним.

Табл.7. Межі витривалості для різних груп конструкцій при різних марках сталей при коефіцієнтах асиметрії напружень $\rho = -1$, $\rho = 0$

Tabl.7. Endurance limits for different groups of structures for different steel grades with stress asymmetry factors $\rho=-1$, $\rho = 0$

Група конструкцій	$\rho = -1$			$\rho = 0$		
	$235 \leq R_{yn} \leq 290$	$325 \leq R_{yn} \leq 500$	$590 \leq R_{yn} \leq 620$	$235 \leq R_{yn} \leq 290$	$325 \leq R_{yn} \leq 500$	$590 \leq R_{yn} \leq 620$
1	64,95	82,95	122,95	116,0	150,8	198,3
2	64,36	74,36	89,36	122,5	145,8	158,2
5б	42,44	42,44	42,44	75,78	75,78	75,78
6б	43,33	43,33	43,33	72,21	72,21	72,21

Табл.8. Розрахункова кількість циклів до накопичення втоми для основного перерізу баштової споруди (група 1) зі сталі сталі $235 \leq R_{yn} \leq 290$ при коефіцієнті асиметрії напружень $\rho=-1$ та межі витривалості 64,95МПа

Tabl.8. Estimated number of cycles before fatigue accumulation for the main cross-section of the tower structure (group 1) made of steel $235 \leq R_{yn} \leq 290$ with a stress asymmetry coefficient $\rho=-1$ and an endurance limit of 64.95 MPa

Напруження, МПа	65	66	67	68	70	90	100	110
Кількість циклів	350424982	$\frac{1639606}{7}$	8248691	5443639	3165889	387733	185648	72467
Приблизний термін експлуатації до накопичення втоми	95 років	5 років	2 роки	1,5 роки	Менше одного року			

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

За проведеними дослідженнями можна зробити наступні висновки і узагальнення:

1. В більшості випадків вихрове збудження виникає за першою власною частотою коливань і викликає відносно незначні додаткові зусилля в конструкціях. За збігом характеристик певним спорудам властивий розвиток коливань від вихрового збудження і за другою формою власних коливань, але при значно більших критичних швидкостях вітру. При цьому зусилля в конструкціях можуть мати більші значення навіть ніж при розрахунку на фронтальний вітер.

2. При розрахунку сталевих башових споруд є неврегульоване питання щодо динамічного розрахунку за національними нормами. Фактично пульсаційна складова враховується за допомогою коефіцієнтів динамічності s_d , що визначаються за графіками за умови неперевикнення їх величини 1.2. У протилежному разі норми вимагають проводити динамічний розрахунок, який як правило виконується у доступних програмних комплексах SCAD та Ліра фактично за алгоритмами і положеннями відміненого у 2007 р БНіП. Це питання наразі не є достатньо вноормованим і потребує дослідження і вдосконалення.

3. Аналіз кількості коливальних циклів від вихрового збудження свідчить про те, що кількість коливальних циклів протягом терміну експлуатації значно перевищує 10^5 циклів, що вимагає виконувати всі розрахунки споруд з обмеженням напруження за межею витривалості.

4. Вплив вихрового збудження на напружено-деформований багатобачний в чому залежить від форми поперечного перерізу споруд. Так для круглих і близьких до них форм відбувається перерозподіл зусиль, при якому пікові напруження від дії фронтального вітру припадають на нейтральні зони для вихрового збудження. Тому запропоновано для таких перерізів враховувати для різних його точок межу витривалості при коефіцієнті асиметрії напружень $\rho = 0$ та $\rho = -1$.

5. В квадратних і близьких до них перерізах пікові зусилля від вихрового збудження та дії фронтального вітру сумуються в кутових точках. Як показали дослідження для баштових споруд висотою близько 50м і вище додаткові враховані зусилля від вихрового збудження можуть скласти понад 40% і більше від дій фронтального вітру. При розрахунку з врахуванням умов витривалості для таких споруд необхідно більш точно визначати коефіцієнт асиметрії напружень для розрахунку напружень межі витривалості.

6. Розрахунки зміни кількості циклів при перевищенні межі витривалості вказують на істотне зниження ресурсу конструкції. Так перевищення межі витривалості для основного перерізу елемента споруди на 5% знижує ресурс конструкції до 2 років експлуатації. Виникає питання чому ж попри те, що коливання від вихрового збудження не враховувалися при проектуванні більшості конструкцій, катастрофічних наслідків не відбувається. Для споруд суцільного перерізу характерне недонапруження в основі. Оскільки в більшості випадків проектування відбувається за умов забезпечення жорсткості внаслідок чого перерізи в основі приймаються недонапружені.

7. Особливої уваги в даному відношенні потребують решітчасті каркаси споруд, вкритих суцільною оболонкою. Це особливо характерно для великих монументальних споруд.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Davenport, A. G.** The Application of Statistical Concepts to the Wind Loading of Structures. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 1961. –Vol.19 – p.449-4722.
2. **Simiu E., Scanlan R.H.** Wind Effects on Structures: // *Fundamentals and Applications to Design*. New York: John Wiley, 1996, 704 p.
3. **Vickery, B.J., Basu, R.I.**: Across-wind vibrations of structures of circular cross-section. Part II - Development of a mathematical model for full-scale application // *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 12 (1983), pp. 75-97.

4. **Piccardo, G., Solari, G.** – Closed Form Prediction of 3D Wind-excited response of slender structures. *Journal of Wind Engineering in Industrial Aerodynamics*, 1998; 74-76: 697-708.
5. **Solari, G.** – The role of analytical methods for evaluating the wind-induced response of structures, *Journal of Wind Engineering in Industrial Aerodynamics*, 90, 1453-1477, 2002
6. **Repetto, M.P. and Solari, G.** (2002) Dynamic Crosswind Fatigue of Slender Vertical Structures. *Wind and Structures*, 5, 527-542. <https://doi.org/10.12989/was.2002.5.6.527>
7. **Scruton, C.:** An Introduction to Wind Effects on Structures – *Oxford University Press, Oxford, UK, 1981*
8. **Rumman, W.S.:** Basic structural design of concrete chimneys. ASCE, *Journal of the Power Division*, 96 (1970), pp. 309-318.
9. **Ruscheweyh, H.:** Dynamische Windwirkung an Bauwerken, Band 2 - *Praktische Anwendungen. Bauverlag GmbH, Wiesbaden und Berlin, 1982.*
10. **Ruscheweyh, H.:** Practical experiences with wind-induced vibrations, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 33 (1990), pp. 211-218
11. **Connor, R.J., Collicott, S.H., DeSchepper, A.M., Sherman, R.J. and Ocampo, J.A.** (2012) Fatigue Loading and Design Methodology for High-Mast Lighting Towers. *The National Academies Press, Washington.* <https://doi.org/10.17226/22792>
12. **Maria Pia Repetto, Solari, G.** – Directional Wind-Induced Fatigue on Slender Vertical Structures, *Journal of Structural Engineering, ASCE, July, 2004, 10032-1040*
13. **James, W.D.** (1983) Effects of Reynolds Number and Corner Radius on Two-Dimensional Flow around Hexdecagonal Cylinders. *AIAA 16th Fluid and Plasma Dynamics Conference, Danvers, 12-14 July 1983, 1-11.* <https://doi.org/10.2514/6.1983-1705>
14. **Zhengliang Li, Zhisong Wang, Jiahong Li and Siyuan Liu.** Experimental Study on Vortex-Induced Vibration of Steel Tubes in Transmission Towers at Various Inflow Conditions, *Buildings (MDPI) 2023, 13(1), 252;* <https://doi.org/10.3390/buildings13010252>.
15. **Qin, W.-F., Shi, J.-Y., Yang, X., Xie, J., Zuo, S.** Characteristics of wind loads on Twin-Tower structure in comparison with single tower (2022) *Engineering Structures*, 251, art. no. 112780. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112780>
16. **Priyan M., Shiromal F., John H., Tharaka G., Yousef Abu-Zidan, Priyan D.** Wind induced fatigue analysis of Lotus Tower // *Mast. Nineteenth Australasian Wind Engineering Society Workshop, April 4-6, 2018, Torquay, Victoria, 5p*
17. **Rakočević, M., Popović, S.:** Calculation procedure for determining wind action from vortex-induced vibration with verification of fatigue strength of steel structures, *GRAĐEVINAR*, 70 (2018) 9, pp. 793-809, <https://doi.org/10.14256/JCE.2125.2017>
18. **Krishnappa, L., Sander, A., Thoben, K.-D.** Aerodynamic Devices to Reduce/Suppress Vortex Induced Vibrations on a Wind Turbine Tower: A Review. (2022) *Journal of Physics: Conference Series*, 2265 (3), art. No. 032053 <https://doi.org/10.1088/1742-6596/2265/3/032053>
19. **Wang, D., Zhao, Z., Liu, Y., Ma, Y., Liu, H., Chen, M.** Study on vortex induced resonance mechanism between tower and blade of large wind turbine (2023) *Taiyangneng Xuebao/Acta Energetica Solaris Sinica*, 44 (10), pp. 306-312. <http://doi.org/10.19912/j.0254-0096.tynxb.2022-084>
20. **Пічугін С.Ф.** Тенденції розвитку норм вітрового навантаження на будівельні конструкції // *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві: Зб. наук. праць. Вип. 18. – Луцьк: Луц. НТУ, 2022. – С. 98 – 116.* [https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2022-8\(18\)-12](https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2022-8(18)-12)
21. **Колякова В.М., Лялько В.** Вплив вітру на телевізійну вежу (2019) // *International scientific-practical conference of young scientists/ Build master class, pp.160.*
22. **Корсун В.І., Віноградова Т. М., Калмиков Ю.Ю., & Волков А. С.** (2010). Порівняльний аналіз результатів розрахунків стовбура димової труби Н= 250 м на дію вітрового навантаження. // *Сучасне промислове та цивільне будівництво*, 6(1), 5-13.
23. **Нужний В.В.** Вихрове вітрове збудження у баштових спорудах суцільного перерізу. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві Зб. наук. праць. Вип. 21. – Луцьк: Луц. НТУ, 2024. – с. 138 – 151.* [https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2024-11\(21\)-15](https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2024-11(21)-15)
24. **Нужний В, Дауров М.** (2024) Розрахунок баштової споруди на витривалість з врахуванням вихрового збудження. *Будівельні конструкції. Теорія і практика (14).*- с. 102-113.

<https://doi.org/10.32347/2522-4182.14.2024.102-113>

25. **Nuzhnyj, V., & Bilyk, S.** (2024). Revealing the influence of wind vortex shedding on the stressed-strained state of steel tower structures with solid cross-section. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*, 3(1 (129), 69–79.
<https://doi.org/10.15587/1729-4061.2024.306181>

REFERENCES

- Davenport, A. G.** The Application of Statistical Concepts to the Wind Loading of Structures. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 1961. –Vol.19 – p.449-472.
- Simiu E., Scanlan R.H.** Wind Effects on Structures: // *Fundamentals and Applications to Design*. New York: John Wiley, 1996, 704 p.
- Vickery, B.J., Basu, R.I.:** Across-wind vibrations of structures of circular cross-section. Part II - Development of a mathematical model for full-scale application // *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 12 (1983), pp. 75-97.
- Piccardo, G., Solari, G.** – Closed Form Prediction of 3D Wind-excited response of slender structures. *Journal of Wind Engineering in Industrial Aerodynamics*, 1998; 74-76: 697-708.
- Solari, G.** – The role of analytical methods for evaluating the wind-induced response of structures, *Journal of Wind Engineering in Industrial Aerodynamics*, 90, 1453-1477, 2002
- Repetto, M.P. and Solari, G.** (2002) Dynamic Crosswind Fatigue of Slender Vertical Structures. *Wind and Structures*, 5, 527-542.
<https://doi.org/10.12989/was.2002.5.6.527>
- Scruton, C.:** An Introduction to Wind Effects on Structures – *Oxford University Press*, Oxford, UK, 1981
- Rumman, W.S.:** Basic structural design of concrete chimneys. ASCE, *Journal of the Power Division*, 96 (1970), pp. 309-318.
- Ruscheweyh, H.:** Dynamische Windwirkung an Bauwerken, Band 2 - *Praktische Anwendungen*. Bauverlag GmbH, Wiesbaden und Berlin, 1982.
- Ruscheweyh, H.:** Practical experiences with wind-induced vibrations, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 33 (1990), pp. 211-218
- Connor, R.J., Collicott, S.H., DeSchepper, A.M., Sherman, R.J. and Ocampo, J.A.** (2012) Fatigue Loading and Design Methodology for High-Mast Lighting Towers. *The National Academies Press*, Washington.
<https://doi.org/10.17226/22792>
- Maria Pia Repetto, Solari, G.** – Directional Wind-Induced Fatigue on Slender Vertical Structures, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, July, 2004, 10032-1040
- James, W.D.** (1983) Effects of Reynolds Number and Corner Radius on Two-Dimensional Flow around Hexdecagonal Cylinders. *AIAA 16th Fluid and Plasma Dynamics Conference*, Danvers, 12-14 July 1983, 1-11.
<https://doi.org/10.2514/6.1983-1705>
- Zhengliang Li, Zhisong Wang, Jiahong Li and Siyuan Liu.** Experimental Study on Vortex-Induced Vibration of Steel Tubes in Transmission Towers at Various Inflow Conditions, *Buildings (MDPI)* 2023, 13(1), 252;
<https://doi.org/10.3390/buildings13010252>.
- Qin, W.-F., Shi, J.-Y., Yang, X., Xie, J., Zuo, S.** Characteristics of wind loads on Twin-Tower structure in comparison with single tower (2022) *Engineering Structures*, 251, art. no. 112780.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112780>
- Priyan M., Shiromal F., John H., Tharaka G., Yousef Abu-Zidan, Priyan D.** Wind induced fatigue analysis of Lotus Tower // *Mast. Nineteenth Australasian Wind Engineering Society Workshop*, April 4-6, 2018, Torquay, Victoria , 5p
- Rakočević, M., Popović, S.:** Calculation procedure for determining wind action from vortex-induced vibration with verification of fatigue strength of steel structures, *GRAĐEVINAR*, 70 (2018) 9, pp. 793-809,
<https://doi.org/10.14256/JCE.2125.2017>
- Krishnappa, L., Sander, A., Thoben, K.-D.** Aerodynamic Devices to Reduce/Suppress Vortex Induced Vibrations on a Wind Turbine Tower: A Review. (2022) *Journal of Physics: Conference Series*, 2265 (3), art. No. 032053
<https://doi.org/10.1088/1742-6596/2265/3/032053>
- Wang, D., Zhao, Z., Liu, Y., Ma, Y., Liu, H., Chen, M.** Study on vortex induced resonance mechanism between tower and blade of large wind turbine (2023) *Taiyangneng Xuebao/Acta Energetica Solaris Sinica*, 44 (10), pp. 306-312.
<http://doi.org/10.19912/j.0254-0096.tynxb.2022-084>

20. **Pichuhin S.F.** Tendentsii rozvytku norm vitrovoho navantazhennia na budivelni konstruksii / S.F. Pichuhin // *Suchasni tekhnologii ta metody rozrakhunkiv u budivnytstvi: Zb. nauk. prats. Vyp. 18.* – Lutsk: Luts. NTU, 2022. – S. 98 – 116. [https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2022-8\(18\)-12](https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2022-8(18)-12)
21. **Koliakova V.M., Lialko V.** Vplyv vitru na televiziinu vezhu (2019) // *International scientific-practical conference of young scientists/ Build master class, rr.160.*
22. **Korsun V.I., Vinogradova T. M., Kalmykov Yu.Iu., & Volkov A. S.** (2010). Porivnialnyi analiz rezultativ rozrakhunkiv stovbura dymovoi truby N= 250 m na diu vitrovoho navantazhennia. // *Suchasne promyslove ta tsyvilne budivnytstvo, 6(1), 5-13.*
23. **Nuzhnyj V.V.** Vykrove vitrove zbudzhennia u bashtovykh sporudakh sutsilnoho pererizu. *Suchasni tekhnologii ta metody rozrakhunkiv u budivnytstvi Zb. nauk. prats. Vyp. 21.* – Lutsk: Luts. NTU, 2024. – s. 138 – 151. [https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2024-11\(21\)-15](https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2024-11(21)-15) (in Ukrainian).
24. **Nuzhnyj V., Daurov M.** (2024) Rozrakhunok bashtovoi sporudy na vytryvalist z vrakhuvanniam vykhrovoho zbudzhennia. *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka (14).* - s. 102-113. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.14.2024.102-113>.
25. **Nuzhnyj, V., & Bilyk, S.** (2024). Revealing the influence of wind vortex shedding on the stressed-strained state of steel tower structures with solid cross-section. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies, 3(1 (129), 69–79.* 97 <https://doi.org/10.15587/1729-4061.2024.306181>

FEATURES OF THE CALCULATION FOR THE FATIGUE OF TOWER STRUCTURES

Valeriy NUZHNYI

Summary. This article describes the effect of the phenomenon of vortex shedding under the action of frontal wind on tower structures of solid cross-section.

The phenomenon of vortex shedding occurs at wind speeds higher than certain critical ones, which on the Beaufort scale correspond to weak and moderate winds with a very large number of cycles, which requires the calculation of structures for endurance. An additional feature of this aspect is that the phenomenon of vortex shedding is quite unknown in broad engineering practice in Ukraine and for the first time a reference to the need to calculate structures for vortex excitation appeared with the introduction of Amendment 2 to DBN V.1.2-2:2006 "Loads and influences. Design standards" only in 2020. This article provides an analysis of existing calculation methods and the state of the provisions of national standards for the calculation of tower structures for complex wind effects. In particular, the problems of calculating structures for dynamic action when calculating for frontal wind are indicated. The critical speeds for real tower structures and the approximate number of vibration cycles per year occurring during normal operation were also estimated. It was found that the number of cyclic self-oscillations from vortex shedding with a stress asymmetry coefficient $\rho=-1$ is from 2 to 15 million per year, which indicates the need to limit the stresses in structures and their details to the values of the endurance limit. The article provides calculations of the values of the endurance limits for different groups of structures, analyzes the feasibility of using high-strength steel grades. An analysis of the reduction in the number of cycles when stresses exceed the endurance limit is also performed and it is proven that insignificant excesses of stresses within 3..5% can significantly reduce the endurance of structures by several times. This conclusion is especially relevant when calculating lattice-type space-frame structures that have an external enclosing shell that creates a wind effect in the structure similar to a solid-wall structure. Such features are relevant primarily for large-scale monumental structures.

Keywords: vortex shedding; inertial oscillations; wind load; tower structure; fatigue.

Стаття надійшла до редакції 20.09.2024

НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ФУНДАМЕНТІВ ВИСОТНОЇ БУДІВЛІ ПРИ ВЛАШТУВАННІ СТІНИ В ҐРУНТІ

Наталія КОСТИРА¹, Валентина БАКУЛІНА²

¹ Національний авіаційний університет,
просп. Гузара Любомира 1, Київ, Україна, 03037

² Національний університет біоресурсів і природокористування України,
вул. Героїв Оборони 15, Київ, Україна, 03041

¹ nataliia.kostyra@npp.nau.edu.ua, <https://orcid.org/0000-0001-5934-9563>

² bakulina88@ukr.net, <http://orcid.org/0000-0003-0849-9697>

Анотація. У сучасній будівельній практиці при влаштуванні глибоких котлованів у складних інженерно-геологічних та гідрогеологічних умовах часто вдаються до конструкції огорож у вигляді монолітної залізобетонної стіни в ґрунті траншейного типу. Порівняно з іншими конструктивними типами огорож стіна в ґрунті має ряд переваг, таких як можливість її влаштування практично в будь-яких інженерно-геологічних та гідрогеологічних умовах будівельних майданчиків, надійний захист котловану від підтоплення при її якісному виконанні робіт та підвищена жорсткість. Однак сама конструкція стіни в ґрунті цього типу надає суттєвий вплив на напружено-деформований стан (НДС) ґрунтового масиву, що вміщує її, що негативно позначається не тільки на навколишній забудові, що проявляється у вигляді її додаткових осідань, а також призводить до нерівномірних деформацій ґрунтового масиву в основі плитних фундаментів висотних будівель, що зводяться, збільшуючи їх крен.

Але якщо вивченню впливу влаштування стіни в ґрунті на додаткові осідання будівель навколишньої забудови в останні роки було присвячено низку робіт, що дозволило встановити закономірності їх розвитку та розробити ефективні захисні заходи, то вплив стіни в ґрунті на осадки та крени, будівель що зводяться в котловані практично не вивчалось, а їх правильна оцінка особливо важлива при будівництві висотних будівель, крени яких жорстко обмежені чинними нормативними документами.



Наталія КОСТИРА

доцент кафедри комп'ютерних технологій будівництва, к.т.н., доцент



Валентина БАКУЛІНА

старший викладач кафедри будівництва

З огляду на це, а також у зв'язку з обсягом зведення висотних будівель, що постійно збільшується, виконання досліджень, спрямованих на вивчення впливу огорожі котловану у вигляді монолітної залізобетонної стіни в ґрунті траншейного типу на осадки та крени висотних будівель на плитному фундаменті з метою підвищення точності їхнього розрахунку слід вважати актуальним геотехнічним завданням.

Досліджено ступінь впливу на середні осадки та крени висотних будівель на плитних фундаментах, відстані від огорожі до краю плити, глибини занурення огорожі в ґрунт нижче дна котловану, умов контакту ґрунтового масиву з боку котловану з поверхнею огорожі (ґрунт-бетон), деформаційних характеристик основи та навантаження, що діє на неї.

Ключові слова: напружено-деформований стан; стіна в ґрунті; котлован; фундаментна плита; осадка; крен.

ВСТУП

Основними вимогами, виконання яких необхідно передбачити при проектуванні котлованів та їх влаштуванні, є забезпечення стійкості їх відкосів та зниження негативного впливу на навколишню забудову, що проявляється у вигляді розвитку додаткових осадок, здатних не тільки вивести сусідні будівлі з нормального експлуатаційного стану, а й призвести до їхнього руйнування [1, 2, 11, 21-25].

В останні роки в Україні швидко розвивається будівництво висотних будівель, що відповідає загальній світовій тенденції і пов'язано, в основному з різко збільшеною вартістю землі та відсутністю великих вільних ділянок у межах міст. Збільшені навантаження на ґрунтову основу при зведенні висотних будівель з розвиненою підземною частиною, що впливає на напружено-деформований стан ґрунтового масиву можна порівняти з гідротехнічними спорудами, це вимагає розвитку розрахункових комплексів, що дозволяють підвищити точність розрахунків та забезпечити економічну ефективність, довговічність та експлуатаційну надійність зведених висотних будівель, однією з особливостей яких є їх підвищена чутливість до кренів, перевищення яких над нормативними може призвести до збою в роботі їх систем життєзабезпечення, а саме: вивести з ладу ліфтове обладнання, викликати додаткові напруження та утворення тріщин в несучих та огорожувальних конструкціях і, у крайніх випадках, призвести до порушення їхньої стійкості [8, 18-20].

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ПУБЛІКАЦІЙ

Останні наукові дослідження показали необхідність внесення змін до нормативних документів, посиливши вимоги щодо граничних кренів висотних будівель, що допускаються, що вимагає і більш точного врахування в розрахунках факторів, що впливають на них.

На крен будівлі впливають ґрунтові умови, навантаження та навколишні будівлі

та споруди. Вплив цих факторів на напружено-деформований стан (НДС) ґрунтів в основі плитних фундаментів будівель висотою до 75 м, що відносяться до багатопверхових будівель, добре вивчено, що дозволяє визначати їх осадки та крени із задовільною точністю. Щодо висотних будівель, необхідний більш точний розрахунок, зокрема, врахування додаткових факторів, що впливають на НДС ґрунтового масиву, а саме: конструкції та роботу огорож котлованів, конструктивні рішення яких залежать від інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов будівельного майданчика, глибини котловану, навколишньої забудови та ряду інших факторів.

Для розв'язку задачі рівноваги ґрунтового масиву існують напівемпіричні методи [5], які свідчать, що початковий модуль пружності, отриманий з урахуванням навколишнього обмежувального тиску в середовищі ґрунтового масиву, помітно збільшується із збільшенням питомої ваги ґрунту і є наближено пропорційним обмежувальному – гідростатичному тиску. Окрім того, було помічено, що на величину модуля пружності з глибиною ґрунтового півпростору впливає неоднорідність шарів ґрунтового масиву, а також взаємодія окремих шарів багат шарової системи без урахування тертя між ними [3].

Розв'язок нелінійної задачі рівноваги ґрунтових масивів при взаємодії з огорожувальними конструкціями побудований з використанням рівнянь у приростах виходячи з першого принципу віртуальної роботи для статичних задач тривимірного нелінійно-деформованого тіла досліджувався в роботах Цихановського В.К. [4, 5].

Виконані в останні роки комплексні чисельні та аналітичні дослідження, результати яких опубліковані в технічній літературі, переважно більшість присвячені вивченню різних аспектів впливу улаштування стіни в ґрунті на осадки будівель навколишньої забудови Парфертьєва І.О., Зоценко М. Л., Знаменський В.В., Мангушев Р.А., Мирсаяпов І.Т., Петрухін В.П., Сапін Д.А., Улицький В.М., Кріпак В. та інші [6, 7, 15-17].

В результаті цих досліджень було встановлено основні закономірності впливу влаштування стіни в ґрунті на осадки сусідніх будівель та розроблені рекомендації щодо їх врахування під час проектування. Проте розвиток будівництва висотних будівель, характерною рисою яких є підвищена чутливість до кренів, не дозволяє обмежитися врахуванням впливу стіни в ґрунті траншейного типу тільки на осідання навколишньої забудови, але порушило питання необхідності врахування цього впливу і на НДС ґрунтового масиву в основі плитних фундаментів зведених висотних будівель, від чого залежить точність визначення їх кренів та оцінка додаткових зусиль у несучих конструкціях будівель, на що зараз звернено особливу увагу у зв'язку з необхідністю забезпечення нормальної експлуатації висотних будівель без регулярних ремонтних робіт інженерних систем та ліфтового обладнання [8, 14, 20].

Необхідність врахування впливу стіни в ґрунті на крен висотної будівлі, була відзначено у роботах Шулятьєва О.А., Ісаєва О.М.,

Xiangfu Chen, A.V.Skorikov та ін. Досліджено, що наявність стіни в ґрунті може викликати додатковий крен висотної будівлі за рахунок неоднорідного напруженого стану, який створюваний огорожею. Цей висновок був підтверджений на ряді об'єктів, наприклад при будівництві житлового комплексу в Києві в котловані глибиною 18 м, одна з будівель якого була розташована на відстані 1-2 м від огорожі котловану.

Моніторинг показав, що огороження вплинуло на осадку будівлі, що підтвердив і чисельний розрахунок, результати якого наведено на рис. 1. Так різниця в осадках найближчого до огорожі торця будівлі, визначених з урахуванням (крива 1) та без урахування (крива 2) роботи стіни в ґрунті, може відрізнятись в два і більше разів. Вплив поширюється на відстань 10 м – 12 м від краю плити, що приблизно дорівнює половині її ширини, яка дорівнює 20,0 м.

Аналогічна картина впливу стіни в ґрунті була отримана і при будівництві багатофункціонального центру в Києві, ряду висотних будівель та інших об'єктах.

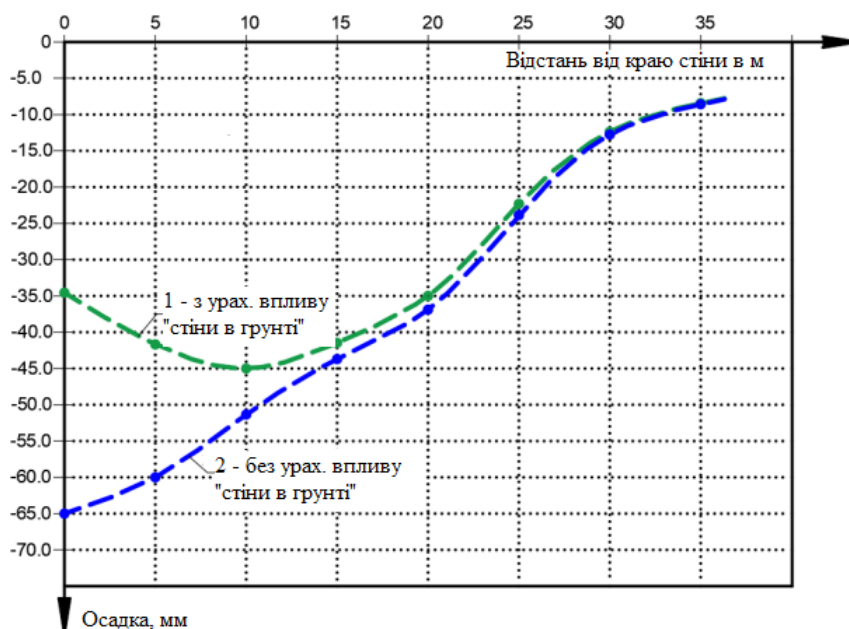


Рис.1. Осадка фундаментної плити: 1 – з урахуванням «стіни в ґрунті»; 2 – без урахування «стіни в ґрунті»

Fig. 1. Settlement of the foundation slab: 1 – taking into account the "sheet-pile wall"; 2 - without taking into account the "sheet-pile wall"

Докладно розглянуто та проаналізовано

питання впливу конструкції стіни у ґрунті на зміну НДС навколишнього масиву ґрунту Д.К. Мінаковим.

Чисельним моделюванням було досліджено вплив зміни НДС навколишнього масиву ґрунту при влаштуванні стіни в ґрунті на зусилля та деформації у конструкціях, що зводяться. В роботі розглядалися «стіна в ґрунті», розпірні конструкції котловану та фундаменти, що влаштовуються у безпосередній близькості від огорожі.

За результатами дослідження осадки плитного фундаменту, яке визначено по розробленій методиці, тобто з урахуванням зміни НДС ґрунтового масиву в основі фундаментної плити, викликаного конструкцією стіни в ґрунті, їх зменшення осадок 13-16%.

Загалом результати дослідження Мінакова Д.К. підтвердили факт впливу пристрою та роботи стіни в ґрунті на зміну НДС ґрунтового масиву в основі фундаментних плит зведених будівель, що призводить до перерозподілу напружень у фундаментній плиті, виникнення додаткових зусиль у каркасі зведеної будівлі та розпірних конструкціях огороження котловану та зменшення середнього осідання фундаменту. Питання впливу стіни у ґрунті на крен висотної будівлі не розглядалися.

Питання впливу стіни в ґрунті на середні осадки та крени зведених висотних будівель практично не вивчалися, що пояснює відсутність відповідної методики його врахування та ставить питання про необхідність проведення таких досліджень.

За даними моніторингу та чисельних розрахунків на величину крену висотної будівлі, поряд з такими причинами, як ексцентриситет прикладання навантаження, викликаний його нерівномірним розподілом по фундаментній плиті та неоднорідне залягання шарів ґрунту в її основі, впливає і огороження котловану у вигляді монолітної залізобетонної стіни в ґрунті траншейного типу. Виконаний аналіз показав, що при зведенні висотних будівель у глибоких котлованах найбільш поширеною конструкцією огорожі котлованів є монолітна залізобетонна «стіна в ґрунті» траншейного типу [10].

Вплив огорожувальної конструкції типу

«стіна в ґрунті» на НДС ґрунтової основи плитного фундаменту та крен висотної будівлі може бути суттєвим і залежати від ряду факторів, проте спеціально це питання докладно не досліджувалося.

МЕТА ТА ЗАВДАННЯ ДОСЛІДЖЕННЯ

Мета та завдання полягає в дослідженні впливу огорожувальних конструкцій котловану у вигляді монолітної залізобетонної стіни в ґрунті траншейного типу на осадки та крени висотних будівель на плитних фундаментах, встановлення залежності цього впливу від різних факторів.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Чисельне моделювання впливу огорожі котловану у вигляді монолітної залізобетонної стіни в ґрунті траншейного типу на осадки та крени висотних будівель на плитних фундаментах у піщаних ґрунтах виконувалося методом скінчених елементів (МСЕ), який, на відміну від аналітичних методів, дозволяє вирішувати складні завдання у більш коректній постановці з урахуванням особливостей форми та властивостей геологічного середовища та багатьох факторів, які впливають на поведінку досліджуваного об'єкта. Дослідження проводилися з застосуванням програмного комплексу ЛПРА САПР, який широко використовується для вирішення багатьох геотехнічних завдань та вивчення взаємодії фундаментних конструкцій із ґрунтовою основою [9, 12, 13].

Дослідження впливу стіни в ґрунті на осадки та крени висотних будівель на плитні фундаменти проводилися для двох варіантів розташування будівлі на будівельному майданчику:

- будівля розташована у центрі будівельного майданчика;
- будівля зміщена у бік огороження котловану.

У першому випадку розглядалися середні осадки висотної будівлі, у другому - середні осадки і крени.

Заглиблена споруда, що взаємодіє з ґрунтовим масивом, є складною геотехнічною

системою. У зв'язку з цим процес моделювання пропонується проводити у три етапи:

етап 1: створення розрахункової моделі заглибленої споруди;

етап 2: створення розрахункової моделі ґрунтового масиву;

етап 3: моделювання поверхні контакту "заглиблена споруда - ґрунт".

Для визначення основних принципів та виявлення особливостей моделювання розглядалося завдання взаємодії підпірної стіни із ґрунтовим масивом (рис. 3). При цьому ва-

рювалися геометричні розміри конструкцій, і їх жорсткісні характеристики. Розрахункові параметри ґрунту та залізобетонних конструкцій (огорожа котловану, фундаментна плита) наведено в таблиці 1. Розрахункові схеми включали огороження котловану з його двостороннім (рис. 2) та одностороннім (рис. 6) розташуванням щодо будівлі та зануренням у ґрунт на глибину $h_{\text{зад}}$ нижче дна котловану, залізобетонної фундаментної плити шириною $B_{\text{пл}}$ та ґрунтової основи.

Табл. 1. Фізико-механічні характеристики матеріалів
Table 1. Physico-mechanical characteristics of materials

Характеристики матеріалів	Плита	Стіна в ґрунті	Ґрунт
Питома вага матеріалу плити та стіни в ґрунті – γ , кН/м ³	25	25	-
Питома вага ґрунту в насиченому стані – γ_{sat} , кН/м ³	-	-	18,5
Модуль деформації залізобетонної конструкції – E , кПа	$3 \cdot 10^7$	$3 \cdot 10^7$	-
Модуль деформації ґрунту при первинному навантаженні – E_0 , кПа	-	-	$25 \cdot 10^3$
Січний модуль деформації ґрунту при первинному навантаженні – E_{50} , кПа	-	-	$25 \cdot 10^3$
Модуль деформації ґрунту при розвантаженні (повторне навантаження) – E_{ur} , кПа	-	-	$75 \cdot 10^3$
Одометричний модуль деформації ґрунту – E_{oed} , кПа	-	-	$25 \cdot 10^3$
Коефіцієнт Пуассона - ν	0,2	0,2	0,3
Кут внутрішнього тертя - φ	-	-	28°
Кут дилатансії ґрунту - ψ'	-	-	0°
Коефіцієнт бічного тиску ґрунту в стані спокою – $K_0 = \nu/(1 - \nu)$	-	-	0,53
Коефіцієнт пористості ґрунту – e_0	-	-	0,54

Розрахункова схема завдання для випадку розташування будівлі в центрі будівельного майданчика показано на рис. 2, розбивка скінчено-елементної сітки та граничні умови (закріплені опори з боків та знизу розрахункової області) на рис. 3.

Межі розрахункової області:

- ширина розрахункової області приймалися з умови $B \geq (5 \div 7) \cdot B_{\text{пл}}$, де: $B_{\text{пл}}$ – ширина плити;

- висота розрахункової області визначалася за формулами:

$$H = H_c + h_{\text{кот}}, \quad (1)$$

$$H_c \geq (H_0 + \psi \cdot B_{\text{пл}}) \kappa_p, \quad (2)$$

де H , H_0 , H_c – вказані на рис. 2.

Досліджувався вплив стіни в ґрунті на середнє осідання будівлі в залежності від наступних факторів та діапазонів їх зміни:

- фактор $m = B_{\text{кот}}/B_{\text{пл}} \in [1.2; 1.5; 1.8]$ – відносна ширина котловану;

- фактор $t = h_{\text{загл}}/B_{\text{пл}} \in [0.5; 0.66; 0.8]$ – відносна глибина заглиблення огороження нижче дна котловану;

- фактор $E_0, \in [15\text{МПа}; 20\text{МПа}; 25\text{МПа}]$ - модуль деформації ґрунтового масиву;

- фактор $q, \in [300\text{кПа}; 350\text{кПа}; 400\text{кПа}]$ - рівномірно розподілене навантаження на фундаментну плиту, де: $V_{\text{пл}}$ - ширина фундаментної плити, $V_{\text{пл}} = 10,0$ м; $h_{\text{загл}}$ - глибина заглиблення стіни в ґрунті нижче дна котловану; $V_{\text{кот}}$ - ширина котловану.

Середня осадка висотної будівлі визначалася за формулою:

$$S_{\text{ср}} = \frac{S_0 + S_1}{2}, \quad (3)$$

S_0, S_1 – осадка центральної та кутової точки фундаментної плити відповідно.

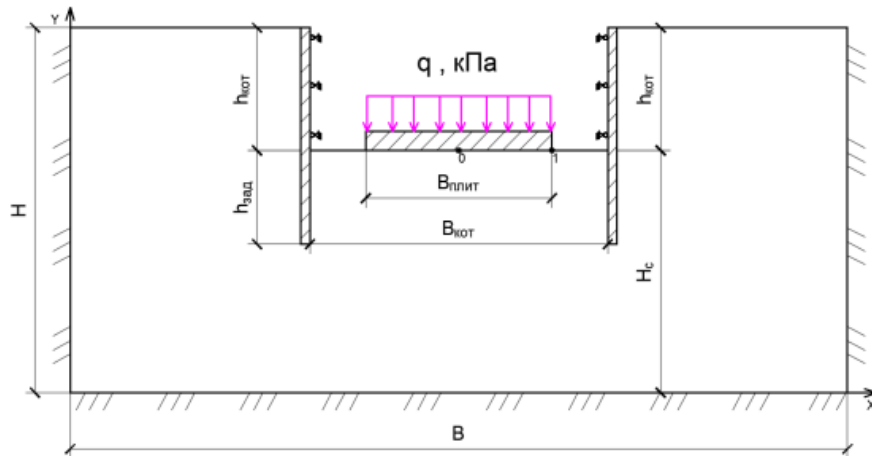


Рис. 2. Розрахункова схема при розташуванні будівлі в центрі будівельного майданчика
Fig. 2. The calculation scheme when the building is located in the center of the construction site

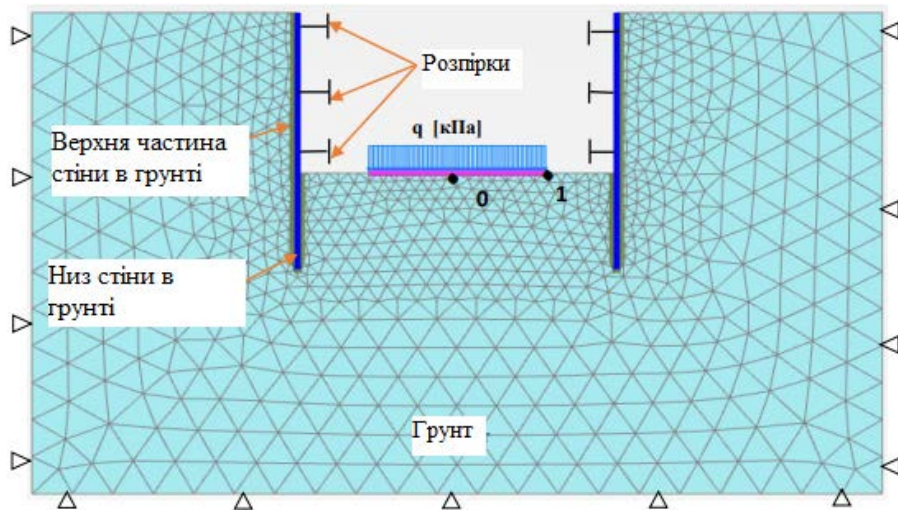


Рис. 3. Схема скінчено-елементної моделі, граничні умови
Fig. 3. Finite element model scheme, boundary conditions

Мозаїки деформацій ґрунтового масиву при значенні $E=15$ МПа та $q=300$ кПа при різній ширині котловану та глибині занурення стіни в ґрунті наведено на рис. 4.

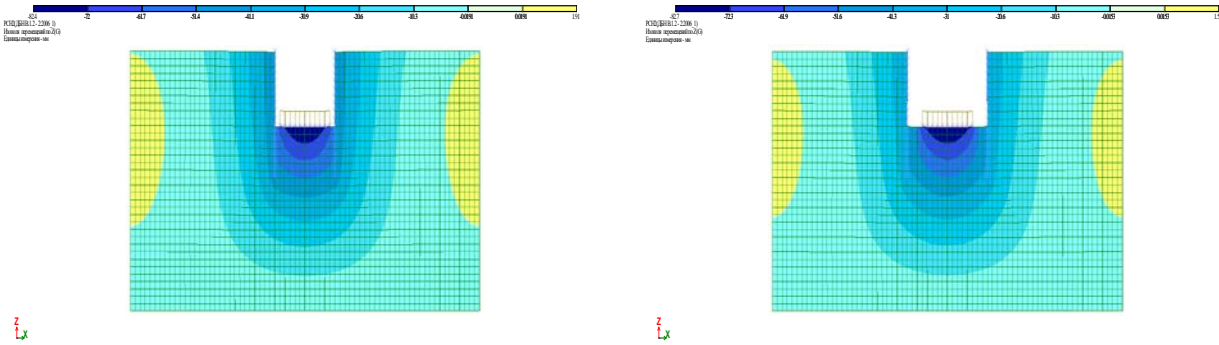


Рис. 4. Мозаїка деформацій $E=15$ МПа та $q=300$ кПа при різній ширині котловану та глибині занурення стіни в ґрунті
Fig. 4. Mosaic of deformations $E=15$ МПа and $q=300$ кПа at different pit width and embedment depth of the sheet-pile wall in the soil

Також отримані мозаїки деформацій ґрунтового масиву при значенні $E=20$ МПа, $q=350$ кПа та мозаїки деформацій ґрунтового масиву при значенні $E=25$ МПа,

$q=400$ кПа при різній ширині котловану та глибині заглиблення стіни в ґрунті.

Результати розрахунку в графічному вигляді наведені на рис. 5.

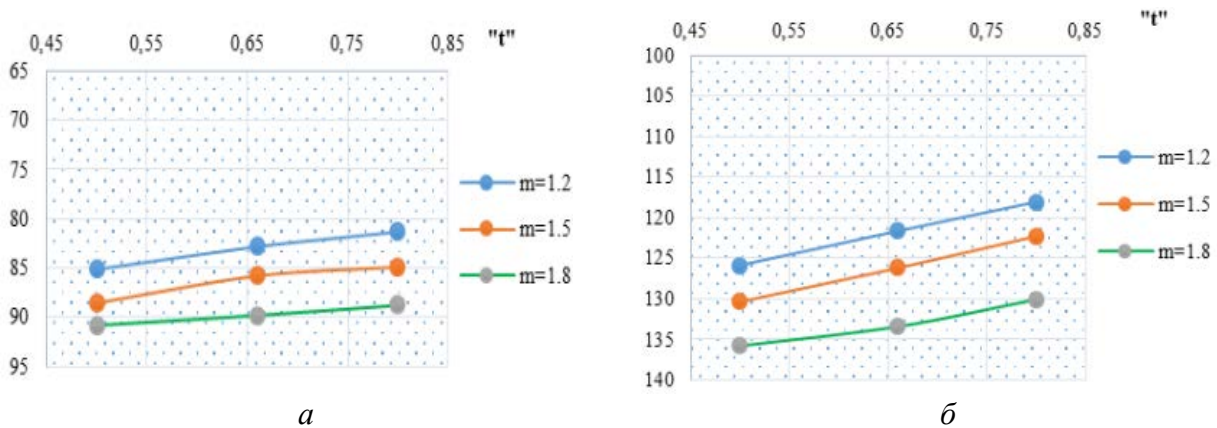


Рис. 5. Графіки залежності $S_{cp} = f(t)$:
 а) – при $E=15$ МПа та $q=300$ кПа;
 б) – при $E=15$ МПа та $q=400$ кПа
Fig. 5. Graphs of the dependence $S_{cp} = f(t)$:
 а) – at $E=15$ МПа and $q=300$ кПа;
 б) – at $E=15$ МПа and $q=400$ кПа

Графіки показують, що середнє осідання висотних будівель зменшується при збільшенні відносної глибини заглиблення стіни в ґрунті t нижче дна котловану, коефіцієнта тертя ґрунту по поверхні стіни в ґрунті R_{int} та модуля деформації ґрунту E і збільшується із зростанням відносної ширини кот-

ловану m та збільшенням інтенсивності рівномірно-розподіленого навантаження на фундаментну плиту q .

Розрахункова схема для висотної будівлі, зміщеної до огорожі котловану, показано на рис. 6, схема скінчено-елементної моделі та граничні умови – на рис. 7.

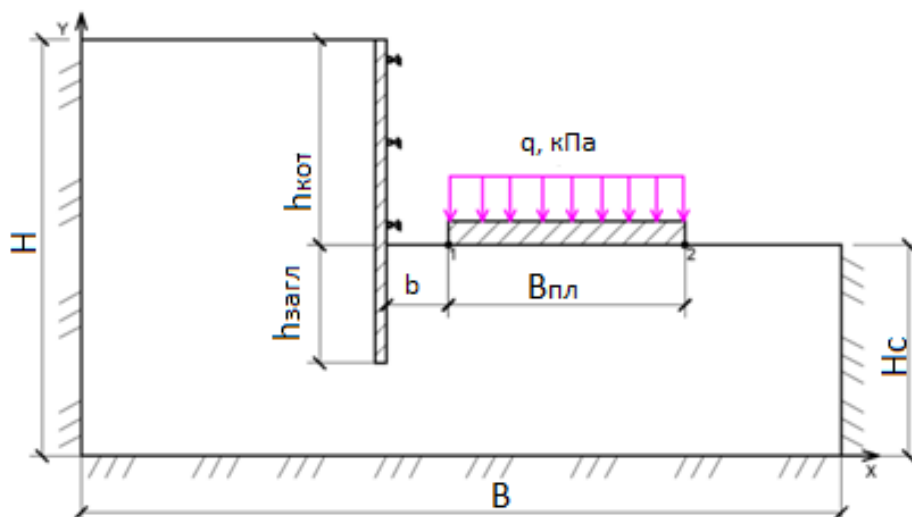


Рис. 6. Розрахункова схема розташування будівлі, яка зміщена щодо огороження котловану
Fig. 6. Rating scheme of the building, which is shifted relative to the sheet-pile wall

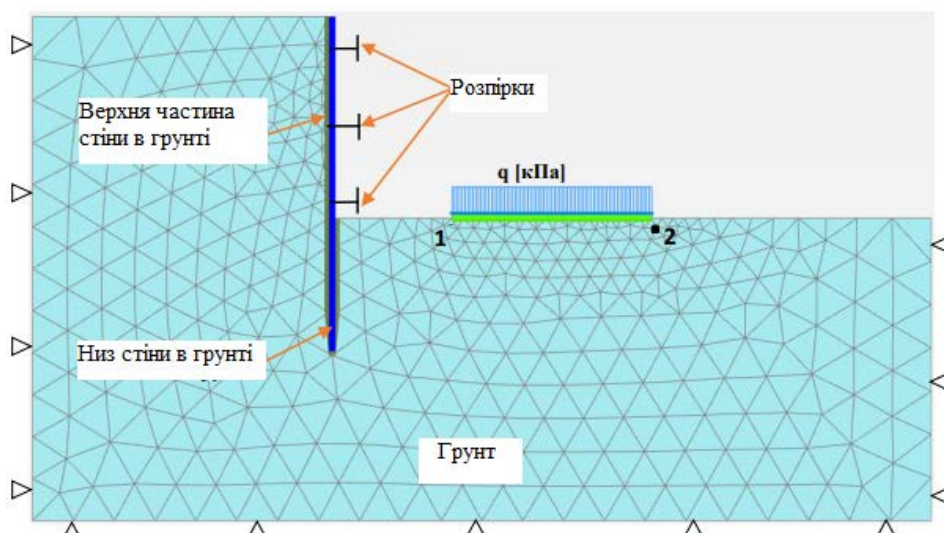


Рис. 7. Схема скінчено-елементної моделі та граничні умови
Fig. 7. Finite element model scheme, boundary conditions

Досліджувався вплив стіни в ґрунті на крен висотної будівлі на плитному фундаменті в залежності від наступних факторів та діапазону їх зміни:

- фактор $m = b/V_{пл}$, $\in [0.1; 0.3; 0.5]$ - відносна відстань від огороження до найближчого краю фундаментної плити;
- фактор $t = h_{загл}/V_{пл}$, $\in [0.5; 0.66; 0.8]$ - відносна глибина заглиблення огороження нижче дна котловану;
- фактор E_0 , $\in [15\text{МПа}; 20\text{МПа}; 25\text{МПа}]$ - модуль деформації ґрунтового масиву;

- фактор q , $\in [300\text{кПа}; 350\text{кПа}; 400\text{кПа}]$ - рівномірно розподілене навантаження на фундаментну плиту, де: b - відстань від огороження котловану до краю фундаментної плити, $V_{пл}$ - ширина фундаментної плити, $V_{пл} = 10,0$ м; $h_{загл}$ - глибина заглиблення стіни в ґрунті нижче дна котловану; $V_{кот}$ - ширина котловану.

Крен висотної будівлі визначалося за формулою:

$$i = \frac{|S_1 + S_2|}{B_{пл}} \leq 0,002, \quad (4)$$

де S_1, S_2 – осадки крайніх точок фундаментної плити.

Приклади мозаїки розподілу деформацій ґрунтової основи показані на рис.8 (при значенні $E=25$ МПа та $q=350$ кПа).

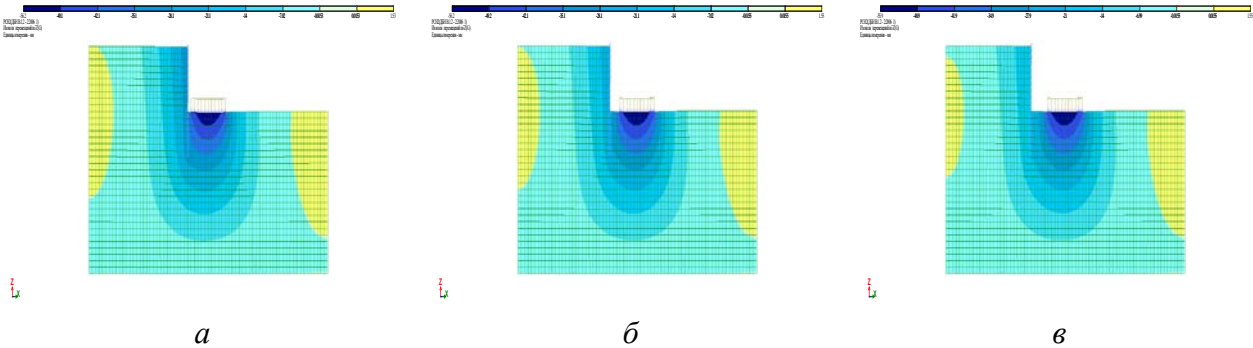


Рис. 8. Мозаїка деформацій ґрунту основи фундаментної плити $E=25$ МПа, $q=350$ кПа та $m = b/B_{пл}$, $\in [0.1; 0.3; 0.5]$:

- a) – значення фактору $m=0,1$;
- б) – значення фактору $m=0,3$;
- в) – значення фактору $m=0,5$

Fig. 8. Mosaic of soil deformations of the foundation slab base $E=25$ МПа, $q=350$ кПа and $m = b/B_{пл}$, $\in [0.1; 0.3; 0.5]$:

- a) – value of the factor $m=0,1$;
- b) – value of the factor $m=0,3$;
- c) – value of the factor $m=0,5$;

Результати виконаних розрахунків в графічному вигляді представлені на рис. 9:

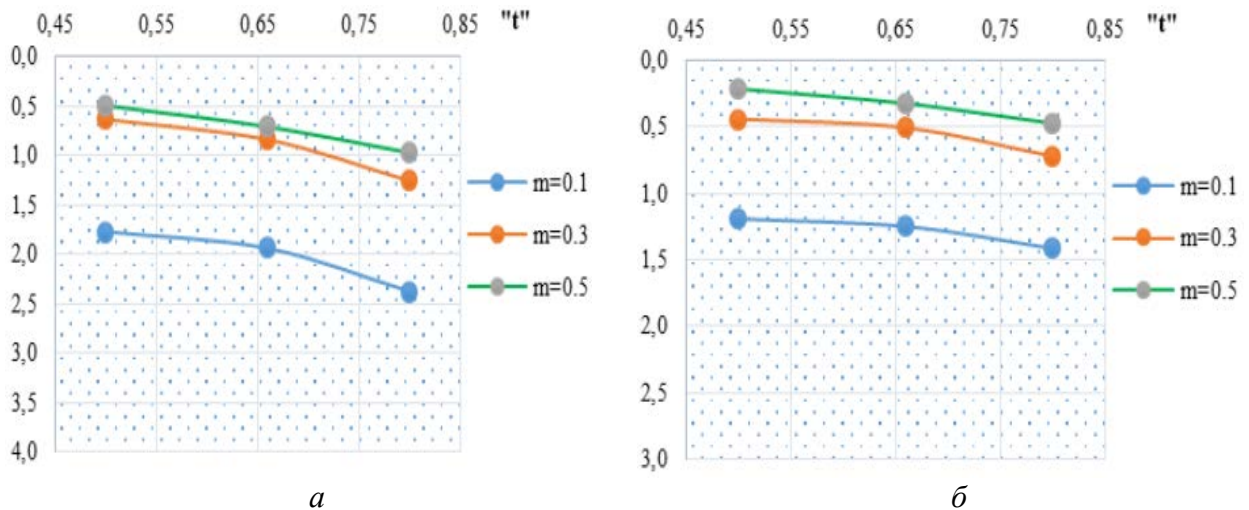


Рис. 9. Графіки залежності:

- a) – $i = f(t)$ для різних значень фактору m при $E=15$ МПа;
- б) – $i = f(t)$ для різних значень фактору m при $q=400$ кПа

Fig. 9. Graphs of the dependence:

- a) – $i = f(t)$ for different values of the factor m at $E=15$ МПа;
- b) – $i = f(t)$ for different values of the factor m at $q=400$ кПа

Графіки показують, що крен висотних будівель зменшується зі збільшенням відстані від стіни в ґрунті до краю плитного фундаменту та модуля деформації ґрунту E , а також збільшується зі збільшенням відносної глибини стіни в ґрунті t нижче дна котловану, коефіцієнта тертя ґрунту на поверхні стіни в ґрунті R_{int} та інтенсивності рівномірно розподіленого навантаження на фундамент q .

Згідно з розрахунками, вплив фактору m на крен будівлі збільшується зі збільшенням глибини заглиблення огорожі в ґрунт нижче дна котловану та коефіцієнта тертя між ґрунтом та бетоном огороження. У виконаних розрахунках максимальне значення крену будівлі отримано при відстані фундаменту від огорожі, що дорівнює 1.0 м ($m = 0.1$) при коефіцієнті тертя між ґрунтом і бетоном, що дорівнює коефіцієнту тертя ґрунту ($R_{int} = 1.0$) і глибині заглиблення огорожі в ґрунт нижче дна котловану, що становить 8.0 м, тобто 0,8 від ширини фундаментної плити ($t = 0,8$). Крен будівлі у цьому випадку склав $i = 0.00272$ при навантаженні $q = 400$ кПа та модулі деформації ґрунту $E = 20$ МПа, що перевищило значення граничного, згідно з рекомендаціями ДБН В.2.1-10:2018 «Основи і фундаменти будівель та споруд».

Зменшенням сил тертя між бетоном і ґрунтом до $R_{int} = 0.2$ при решті факторів m і t без зміни, крен можна знизити до $i = 0.00182$ (зменшення на 49.5%). Зі зменшенням глибини заглиблення огорожі в ґрунт з 8 м до 5 м ($t=0.5$) крен також можна знизити до $i=0.00216$ (на 25.9%).

Представлені дані говорять про те, що змінюючи фактори m , t та R_{int} крен висотної будівлі можна знижувати до нормативних меж.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Проведене дослідження надало оцінку впливу огорожі котловану у вигляді монолітної залізобетонної стіни в ґрунті траншейного типу на напружено-деформований стан

ґрунтового масиву в основі плитного фундаменту і, як наслідок, на середню осадку та крен висотної будівлі.

Основним фактором, що визначає ступінь впливу стіни в ґрунті на осадку та крен висотної будівлі на плитному фундаменті є його розташування щодо огорожі. У випадку, якщо будівля розташована симетрично щодо огорожі (у центрі котловану), «стіна в ґрунті» впливає тільки на його середню осадку, практично не позначаючись на крені. Якщо будівля зміщена до однієї із сторін огорожі, стіна в ґрунті впливає як на його середню осадку, так і, на крен.

Середня осадка будівлі, що розташована симетрично щодо огороження котловану, зменшується із зменшенням відстані від краю фундаментної плити до огорожі, збільшенням глибини заглиблення огорожі в ґрунт нижче дна котловану та тертя на контакті бетон-ґрунт. Цей вплив залежить від інтенсивності навантаження на фундаментну плиту та модуля деформації ґрунту в її основі. В цілому вплив стіни в ґрунті на крен висотної будівлі при його симетричному розташуванні щодо огороження котловану несуттєвий і може не враховуватися у практичних розрахунках.

При несиметричному розташуванні будівлі біля огорожі її середня осадка збільшується зі збільшенням відстані від краю плитного фундаменту до огорожі та інтенсивності рівномірно-розподіленого навантаження на фундаментну плиту та зменшується зі збільшенням глибини заглиблення огорожі в ґрунт, тертя на контакті бетон-ґрунт та модуля деформації ґрунту основи.

Крен будівлі буде зменшуватися із зменшенням глибини загортання огорожі в ґрунт нижче дна котловану, інтенсивності рівномірно-розподіленого навантаження на фундамент та тертя на контакті бетон-ґрунт.

Найбільший вплив на осадки та крен висотної будівлі має відносна відстань від плитного фундаменту до огороження котловану m .

Цей вплив є суттєвим до $m = 0,5$ (половина ширини фундаментної плити), меншою мірою осадки та крен висотної будівлі

залежать від тертя на контактi «грунт-бетон» та відносної глибини заглиблення оголожі в ґрунт нижче дна котловану.

ЛІТЕРАТУРА

1. Kaliukh I., Kosheleva N., Yakovenko I., Dzhahalov M., Kotlyar M. and Bashkirov G. Monitoring and mathematical modelling of the pit construction impact on the subway tunnels during reconstruction of the Postal Square. *15th Int. Conf. Monitoring of Geological Processes and Ecological Condition of the Environment*. Nov. 2021, Vol. 2021. P. 1–5. URL: <https://doi.org/10.3997/2214-4609.20215K2064>
2. Yakovenko I.A., Bakulin Ye.A., Bakulina V.M. Classification methods of civil buildings reconstruction. *Theoretical and scientific foundations of engineering: coll. mon. Boston: Primedia eLaunch, 2020. 180 p., pp. 70–96*. URL: <http://isg-konf.com>
3. Харр М. Е. Основи теоретичної механіки ґрунтів. – К.: Вид-во буд., 1971. 320 с.
4. Баженов В.А., Цихановский В.К., Кислюк В.М. Метод скінченних елементів у задачах нелінійного деформування тонких та м'яких оболонок. – К.: КНУБА, 2000. 386 с.
5. Цихановський В. К., Костира Н. О., Талах С. М., Жук А. В. Нелінійна задача граничної рівноваги ґрунтових масивів при взаємодії з огорожувальними конструкціями. *Проблеми розвитку міського середовища: зб. наук. праць*. – К.: НАУ, 2011. – Вип. 5-6. – С. 244-252.
6. Зоценко М.Л. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти: підручник / Зоценко М.Л., Коваленко В.І. та ін. – Полтава: ПНТУБіП, 2003. – 446с.
7. Парфентьева І.О. Основи та фундаменти: навчальний посібник / Парфентьева І.О., Верешко О.В., Гусачук Д.А. – Луцьк: ЛНТУ, 2017. – 296с.
8. Барашиков А.Я., Малишев О.М. Оцінювання технічного стану будівельних та інженерних споруд: навч. посіб. для студ. ВНЗ. Київ, Основа, 2008. 320 с.
9. Barabash M. S., Kostyra N. O., Pysarevskiy V. Y. Strength-strain state of the structures with consideration of the technical condition and changes in intensity of seismic loads *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, Volume 708*. URL: <https://iop-science.iop.org/article/10.1088/1757-899X/708/1/012044>
10. Бакулін Є.А., Яковенко І.А., Бакуліна В.М. Інженерний захист та підготовка територій : навч. посіб. Київ: НУБіП України, 2020. 212 с.
11. Костира Н.О., Малишев О.М., Бакуліна В.М. Особливості технічного обстеження та паспортизації прийнятих в експлуатацію об'єктів будівництва. *Machinery & Energetics. Journal of Rural Production Research*. 2019. Vol. 10. № 1. P. 165–169. URL: <http://dx.doi.org/10.31548/machenergy2019.01.165>
12. Barabash M.S. Some aspects of modelling nonlinear behaviour of reinforced concrete. *Strength of Materials and Theory of Structures*. 2018. Vol. 100. P. 164–171. URL: http://nbuv.gov.ua/UJRN/omts_2018_100_15
13. Барабаш М.С., Костира Н.О., Томашевський А.В. Визначення напружено-деформованого стану та міцності пошкоджених несучих конструкцій інструментами ПК «ЛІРА-САПР». *Український журнал будівництва та архітектури. Дніпро*. – № 1(007). –2022. –С. 7-14. URL: <https://doi.org/10.30838/J.BPSACEA.2312.22022.7.827>
14. Бакулін Є.А. Об'ємно-просторові рішення будівель і споруд: навчальний посібник / Бакулін Є.А., Бакуліна В.М., Костира Н.О. – К.: НУБіП України, 2024. – 264с. <https://nubip.edu.ua/node/148110>
15. Кріпак, В., Колякова, В., & Шпакова, Г. (2024). Забезпечення стійкості глибоких котлованів висотних споруд. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (14), 41–56. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.14.2024.41-56>
16. Кріпак, В. (2023). Комплексний плитно-пальвовий фундамент. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (13), 30–40. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.13.2023.30-40>
17. Кріпак, В. & Колякова, В. (2021). Взаємозалежність конструктивних і розрахункових схем будівлі. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, 1(8), 17–24. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.8.2021.17-24>
18. Кір'язев, П., Барабаш, М., & Ромашкіна, М. (2013). Спосіб чисельного моделювання конструкцій висотної споруди в нелінійній постановці. *Науково-технічний журнал: Нові технології в будівництві*. (25-26), 67–70.
19. Барабаш, М., Гензерський, Ю., Покотило, Я. (2011) Методи мінімізації ймовірності

прогресуючого руйнування висотної будівлі при дії сейсмічних навантажень. *Науково-технічний журнал: Нові технології в будівництві*. (1 21), 17–23.

20. **Bakulin Ye.A.** Calculation methods of retaining walls / Ye.A. Bakulin, V.M. Bakulina, N.O. Kostyra // *Machinery & Energetics*. – 2017. – Vol. 262. – P. 72–87.
<https://technicalscience.com.ua/uk/archive>
 21. **Костира, Н. ., & Бакуліна, В. .** (2022). Особливості технічного обстеження об'єктів прилеглих до існуючої забудови. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (12), 105–114.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.12.2023.105-114>
 22. **Kolchunov V.I., Yakovenko I.A.** About the violation solid effect of reinforced concrete in reconstruction design of textile industry enterprises / V.I. Kolchunov, I.A. Yakovenko // *Izvestiya Vysshikh Uchebnykh Zavedenii, Seriya Tekhnologiya Tekstil'noi Promyshlennosti* – 2016 – №3(363). – P. 258–263.
<https://www.researchgate.net/publication/316687268>
 23. **Dem'yanov A., Kolchunov V.I., Iakovenko I. & Kozarez A.** (2019) Load Bearing Capacity Calculation of the System “Reinforced Concrete Beam – Deformable Base” under Torsion with Bending // *E3S Web Conf. Vol. 97, 2019, XXII International Scientific Conference “Construction the Formation of Living Environment” (FORM-2019)*
<https://doi.org/10.1051/e3sconf/20199704059>
 24. **Бакулін Є.А.** Визначення параметрів напружено-деформованого стану споруди башти силосу та її конструктивних елементів за наслідками руйнування / Є.А. Бакулін, І.А. Яковенко, В.М. Бакуліна // *Achievements of Ukraine and EU countries in technological innovations and invention : collective monograph*. – Riga : Izdevnieciba “Baltija Publishing”, 2022. – P. 1–43.
<https://doi.org/10.30525/978-9934-26-254-8-1>
 25. **Pershakov V.** Structural systems of high-rise buildings / V.Pershakov, Y. Bakulin, S. Bilyk, O. Pylypenko // *Proceedings of the National Aviation University*. – 2020. – №2. –P. 54-62.
<https://doi.org/10.18372/2306-1472.83.14644>
- the subway tunnels during reconstruction of the Postal Square. In *15th International Conference Monitoring of Geological Processes and Ecological Condition of the Environment* (Vol. 2021, No. 1, pp. 1-5). EAGE Publications BV.
<https://doi.org/10.3997/2214-4609.20215K2064>
2. **Yakovenko, I.A., Bakulin, Ye.A. & Bakulina, V.M.** (2020). Classification methods of civil buildings reconstruction/Theoretical and scientific foundations of engineering: collective monograph / Apostolova R. *Shembel E., Aurbach D., Markovsky B., – etc. International Science Group. Boston: Primedia eLaunch, 180, 70-96.*
<http://isg-konf.com>
 3. **Kharr M. E.** *Osnovy teoretychnoi mekhaniky gruntiv*. – K.: Vyd-vo bud., 1971. 320 s.
 4. **Bazhenov V.A., Tsykhanovskiy V.K., Kyslokyi V.M.** *Metod skinchennykh elementiv u zadachakh nelineinoho deformuvannia tonkykh ta miakykh obolonok*. – K.: *KNUBA, 2000. 386 s.*
 5. **Tsykhanovskiy V.K., Kostyra N.O., Talakh S. M., Zhuk A.V.** *Nelineinina zadacha hranych-noi rivnovahy gruntovykh masyviv pry vzaiemodii z ohorodzhuvальnymi konstruktsi-iamy. Problemy rozvytku miskoho seredovyscha: zb. nauk. prats. – K.: NAU, 2011. – Vyp. 5-6. – S. 244-252.*
 6. **Zotsenko M.L.** *Inzhenerna heolohiia. Mekhanika gruntiv, osnovy i fundamenty: pidruchnyk / Zotsenko M.L., Kovalenko V.I. ta in. – Poltava: PNTUBiP, 2003. – 446s.*
 7. **Parfentieva I.O.** *Osnovy ta fundamenty: navchalnyi posibnyk / Parfentieva I.O., Vereshko O.V., Husachuk D.A. – Lutsk: LNTU, 2017. – 296s.*
 8. **Barashykov A.Ia., Malyshev O.M.** *Otsiniuvannia tekhnichnoho stanu budivelnykh ta inzhenernykh sporud: navch. posib. dlia stud. VNZ. Kyiv, Osnova, 2008. 320 s.*
 9. **Barabash M. S., Kostyra N. O., Pysarevskiy B. Y.** *Strength-strain state of the structures with consideration of the technical condition and changes in intensity of seismic loads IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, Volume 708.- URL: https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1757-899X/708/1/012044 http://reposit.nupp.edu.ua/handle/PolNTU/5380*
 10. **Bakulin Ye.A., Yakovenko I.A., Bakulina V.M.** *Inzhenernyi zakhyst ta pidhotovka terytorii : navch. posib. Kyiv: NUBiP Ukrainy, 2020. 212 s.*
 11. **Kostyra N.O., Malyshev O.M., Bakulina V.M.** *Osoblyvosti tekhnichnoho obstezhennia ta pasportyzatsii pryiniatykh v ekspluatatsiiu obiektiv*

REFERENCES

1. **Kaliukh, I., Kosheleva, N., Yakovenko, I., Dzhahalov, M., Kotlyar, M., & Bashkirov, G.** (2021, November). Monitoring and mathematical modelling of the pit construction impact on

- budivnytstva. *Machinery & Energetics. Journal of Rural Production Research*. 2019. Vol. 10. № 1. P. 165–169.
<http://dx.doi.org/10.31548/machenergy2019.01.165>
12. **Barabash, M.** (2018). Some aspects of modeling nonlinear behavior of reinforced concrete. *Resistance of materials and theory of structures*, (100), 164-171.
http://nbuv.gov.ua/UJRN/omts_2018_100_15
 13. **Barabash M.S., Kostyra N.O., Tomashevskiy A.V.** Vyznachennia napruzhenno-deformovanoho stanu ta mitsnosti poshkodzhenykh nesuchykh konstruksii instrumentamy PK «LIRA-SAPR». *Ukrainskyi zhurnal budivnytstva ta arkhitektury. Dnipro*. – № 1(007). – 2022. –S. 7-14.
<https://doi.org/10.30838/J.BPSACEA.2312.220222.7.827>
 14. **Bakulin Ye.A.** Obiemo-prostorovi rishennia budivel i sporud: *navchalnyi posibnyk* / Bakulin Ye.A., Bakulina V.M., Kostyra N.O. – K.: NUBiP Ukrainy, 2024. – 264s.
<https://nubip.edu.ua/node/148110>
 15. **Kripak, V., Koliakova, V., & Shpakova, H.** (2024). Zabezpechennia stiikosti hlybokykh kotlovaniv vysotnykh sporud. *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka*, (14), 41–56.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.14.2024.41-56>
 16. **Kripak, V.** (2023). Kompleksnyi plytno-palovy fundament. *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka*, (13), 30–40.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.13.2023.30-40>
 17. **Kripak, V. & Koliakova, V.** (2021). Vzaiemozalezhnist konstruktyvnykh i rozrakhunkovykh skhem budivli. *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka*, 1(8), 17–24.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.8.2021.17-24>
 18. **Kiriazev, P., Barabash, M., & Romashkina, M.** (2013). Sposib chyselnoho modeliuвання konstruksii vysotnoi sporudy v neliniinii postanovtsi. *Naukovo-tekhnichnyi zhurnal: Novi tekhnologii v budivnytstvi*. (25-26), 67–70.
 19. **Barabash, M., Henzerskyi, Yu., Pokotylo, Ya.** (2011) Metody minimizatsii imovirnosti prohresuiuchoho ruinovannia vysotnoi budivli pry dii seismichnykh navantazhen. *Naukovo-tekhnichnyi zhurnal: Novi tekhnologii v budivnytstvi*. (1 21), 17–23.
 20. **Bakulin Ye.A.** Calculation methods of retaining walls / Ye.A. Bakulin, V.M. Bakulina, N.O. Kostyra // *Machinery & Energetics*. – 2017. – Vol. 262. – P. 72–87.
<https://technicalscience.com.ua/uk/archive>
 21. **Kostyra N. & Bakulina V.** (2022) Osoblyvosti tekhnichnoho obstezhennia ob'ektiv prylehlykh do isnuiuchoi zabudovy *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka*. (12). – S. 105–114.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.12.2023.105-114>
 22. **Kolchunov V.I., Yakovenko I.A.** About the violation solid effect of reinforced concrete in reconstruction design of textile industry enterprises / V.I. Kolchunov, I.A. Yakovenko // *Izvestiya Vysshikh Uchebnykh Zavedenii, Seriya Tekhnologiya Tekstil'noi Promyshlennosti – 2016 – №3(363)*. – P. 258–263.
<https://www.researchgate.net/publication/316687268>
 23. **Dem'yanov A., Kolchunov V.I., Iakovenko I. & A. Kozarez** (2019) Load Bearing Capacity Calculation of the System “Reinforced Concrete Beam – Deformable Base” under Torsion with Bending // *E3S Web Conf. Vol. 97, 2019, XXII International Scientific Conference “Construction the Formation of Living Environment” (FORM-2019)*
<https://doi.org/10.1051/e3sconf/20199704059>
 24. **Bakulin Ye.A.** Vyznachennia parametriv napruzhenno-deformovanoho stanu sporudy bashty sylosu ta yii konstruktyvnykh elementiv za naslidkamy ruinovannia / Ye.A. Bakulin, I.A. Yakovenko, V.M. Bakulina // *Achievements of Ukraine and EU countries in technological innovations and invention : collective monograph*. – Riga : Izdevnieciba “Baltija Publishing”, 2022. – R. 1–43.
<https://doi.org/10.30525/978-9934-26-254-8-1>
 25. **Pershakov V.** Structural systems of high-rise buildings / V.Pershakov, Y. Bakulin, S. Bilyk, O. Pylypenko // *Proceedings of the National Aviation University*. – 2020. – №2. –P. 54-62.
<https://doi.org/10.18372/2306-1472.83.14644>

STRESS-STRAIN STATE OF HIGH-RISE BUILDING FOUNDATION WHEN CONSTRUCTING A SHEET-PILE WALL

*Nataliia KOSTYRA
Valentina BAKULINA*

Abstract. In modern construction practice, when constructing deep pits in complex engineering-geological and hydrogeological conditions, sheet-pile walls are often used in the form of a monolithic reinforced concrete wall in soil. Compared to other structural types of fences, the sheet-pile wall in the soil has a number of advantages, such as the possibility of its installation in almost any engineering-geological and hydrogeological conditions of construction sites, reliable protection of the pit from flooding during its high-quality performance of works, and increased rigidity. However, the construction of the sheet-pile wall in the soil of this type has a significant impact on the stress-strain state of the soil massif containing it, which negatively affects not only the surrounding buildings, which manifests itself in the form of its additional settlement, but also leads to uneven deformations of the soil massif at the base of slab foundations of high-rise buildings, which are erected, increasing their tilt.

But if in recent years a number of works have been devoted to the study of the impact of the installation of a wall in the soil on the additional subsidence of buildings in the surrounding development,

which made it possible to establish the regularities of their development and develop effective protective measures, then the effect of the wall in the soil on settlement and tilting, buildings that erected in pits has practically not been studied, and their correct assessment is especially important during the construction of high-rise buildings, the tilts of which are strictly limited by current regulatory documents.

In view of this, as well as in connection with the volume of construction of high-rise buildings, which is constantly increasing, the implementation of studies aimed at studying the influence of a pit sheet-pile wall in the form of a monolithic reinforced concrete wall in a soil on the settlements and tilts of high-rise buildings on a slab foundation with the aim of increasing the accuracy of their calculation should be considered an actual geotechnical task.

The degree of influence of the distance from the sheet-pile wall to the edge of the slab, the depth of the wall into the soil below the bottom of the pit, the contact conditions of the soil massif from the side of the pit with the surface of the fence (soil-concrete), the deformation characteristics of the base and the load on the average settlements and tilts of high-rise buildings on slab foundations were studied.

Keywords: stress-strain state; sheet-pile wall; pit; foundation slab; settlement; tilt.

Стаття надійшла до редакції 29.07.2024

ОЦІНКА ДОВГОВІЧНОСТІ ПРОДУКТІВ ТВЕРДНЕННЯ МОДИФІКОВАНИХ ЗОЛОЦЕМЕНТНИХ КОМПОЗИЦІЙ

Сергій ДУРИЦЬКИЙ¹, Катерина ПУШКАРЬОВА²,

^{1,2}Київський національний університет будівництва і архітектури,
просп. Повітряних Сил, 31, м. Київ, Україна, 03037

¹sduritsky@gmail.com, <https://orcid.org/0009-0009-3098-2985>

²pushkarova.KK@knuba.edu.ua, <https://orcid.org/0000-0001-7640-8625>

Анотація. Дана робота присвячена дослідженню довговічності продуктів тверднення модифікованих золоцементних композицій. Досліджено вплив сульфатних та карбонатних добавок різного походження на кінетику нарощування міцності штучного каменю.

Для розкриття механізму процесів синтезу міцності розроблених в'язучих систем досліджено продукти їх гідратації та склад новоутворень за допомогою рентгенофазового (РФА), диференційно-термічного аналізів (ДТА) та електронної мікроскопії.

Встановлено, що при одночасній модифікації пластифікованої золоцементної композиції сульфатними та карбонатними добавками, синтез міцності забезпечується за рахунок утворення у складі продуктів гідратації на ранніх стадіях твердіння еtringіту та його аналогів з вмістом карбонатної та залізистої складової. Визначено, що наявність у складі продуктів гідратації новоутворень гідросульфоалюмінатного типу та присутність в його складі активних мінеральних добавок з одного боку, а з іншого – контакт цементного каменю з навколишнім середовищем може викликати появу у твердіючих системах небезпечних сполук (типу таумаситу), синтез яких призводить до виникнення напружень в структурі матеріалу та до його руйнування.

Встановлено, що в результаті протікання процесів ізоморфного заміщення утворюються сполуки перемінного складу, що подібні до твердих розчинів, за рахунок яких і забезпечується міцність штучного каменю на пізніх етапах твердіння. З іншого боку вивільнені сульфат-іони можуть замішувати у складі тоберморитового гелю групи силіцію та утворювати сполуки, подібні до епістільбіту ($Ca_6(Si(OH)_6)_3 \cdot (SO_4)_3 \cdot 24H_2O$) ($d=0,584$; $0,399$;



Сергій ДУРИЦЬКИЙ

Аспірант кафедри
будівельних матеріалів



Катерина ПУШКАРЬОВА

Завідувач кафедри будівельних
матеріалів,
д.т.н., проф.

$0,369$; $0,354$ нм).

Досліджено показники міцності штучного каменю на основі модифікованих золоцементних в'язучих композицій пов'язаний з направленим утворенням кристалохімічно подібних фаз, які можуть зрощуватися між собою, а утворення штучного каменю, здатного до структурно-функціональної адаптації в різних умовах експлуатації, вірогідно, буде обумовлено формуванням у складі новоутворень твердих розчинів гідросульфоалюмокарбосилікатного складу, гідрогранатних фаз складу $3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 1,6SiO_2 \cdot 2,8H_2O$ та модифікованих гідросилікатів кальцію типу епістільбіту $Ca_6(Si(OH)_6)_3 \cdot (SO_4)_3 \cdot 24H_2O$ та скоутиту ($Ca_6Si_6O_{18} \cdot 2H_2O \cdot CaCO_3$).

Ключові слова: зола-виносу, новоутворення, золоцементні композиції, модифікуючі добавки, довговічність.

© С. ДУРИЦЬКИЙ, К. ПУШКАРЬОВА, 2024

ВСТУП

Проблема довговічності будівель і споруд, будівельних конструкцій та матеріалів, широко вивчається у всьому світі. Одним з найбільш складних питань є вивчення корозії бетону в сульфатних середовищах. Взаємодія сульфат-іонів з продуктами гідратації цементного каменю призводить до деструктивних процесів штучного каменю та залізобетонної конструкції в цілому. Причиною таких процесів є синтез кристалів еtringіту й таумаситу в закристалізованій структурі бетону [1-4]. Обидва мінерали мають подібну кристалічну будову, але таумасит містить в своєму складі силікатну фазу, а еtringіт – алюмінатну. Подібність структур гідросульфаталюмінату та таумаситу визначає можливість переходу першого в таумасит в результаті ізоморфного заміщення алюмінію на силіцій та групи $(\text{SO}_4)_3 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ на групи $(\text{SO}_4)_2 \cdot (\text{CO}_3)_2$ [5-7] з забезпеченням їх технологічних та експлуатаційних властивостей, залежно від умов структуроутворення та характеристик середовища експлуатації.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Встановлення механізму управління процесами структуроутворення пластифікованих золоцементних композицій, модифікованих сульфатно-карбонатними добавками в напрямку формування стабільних довговічних сполук, дозволить регулювати міцнісні та деформативні характеристики штучного каменю й відкрити можливості створення композиційних матеріалів із наперед заданими властивостями.

Однак, у зв'язку з тим, що модифікуючі мінеральні добавки в цементних розчинах можуть бути активними складовими, та вступають в реакцію з продуктами гідратації, існує ризик появи у твердіючих системах небезпечних новоутворень, синтез яких призведе до виникнення напружень в структурі бетону та його руйнування.

Відповідно даним [8-11], що присвячені проблемам корозії бетонів, яка пов'язана із утворенням у складі продуктів твердіння таумаситу, синтез останнього відбувається

при відносно низьких температурах навколишнього середовища – нижче $+ 5^\circ\text{C}$. Для утворення таумаситу необхідною умовою є присутність силікатів кальцію, сульфатів та карбонатів. Залежно від концентрації гідроксиду кальцію у поровому просторі можуть утворюватись різні форми еtringіту та таумаситу. Наявність у складі продуктів твердіння еtringіту голкоподібної форми, який утворюється при $\text{pH}=10\dots12$ сприяє підвищенню міцнісних характеристик бетону і його присутність не викликає розширення. Синтез дрібних кристалів еtringіту довжиною лише $1\dots2$ мкм та товщиною $0,1\dots0,2$ мкм, що відбувається при більш високій концентрації гідроксиду кальцію ($\text{pH}=13,5\dots14$), призводить, за рахунок адсорбції води, до зростання лінійних деформацій бетонів [12-15]. Оскільки таумасит має подібну структуру до еtringіту, а його наявність у продуктах корозії цементного каменю фіксується поряд з останнім, то можна припустити аналогічну поведінку утворення таумаситу в складі новоутворень штучного каменю [16-19].

МЕТА І МЕТОДИ

Метою даної роботи є підвищення ефективності модифікації пластифікованих золоцементних композицій комплексними мінеральними добавками, що містять карбонатні та сульфатні сполуки

Об'єктом досліджень є процес направлено формування новоутворень заданого складу за рахунок модифікації пластифікованих золоцементних композицій мінеральними добавками, що містять карбонатну та сульфатну складову.

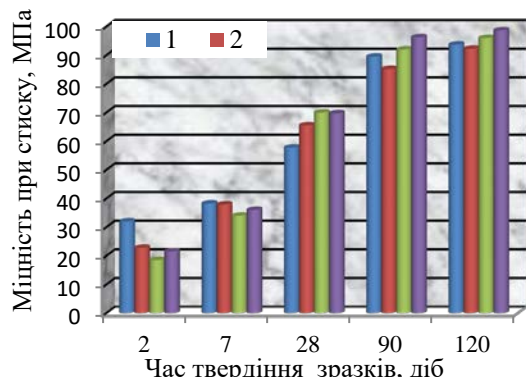
Предметом досліджень є штучний камінь, отриманий на основі пластифікованих золоцементних композицій, модифікованих комплексними мінеральними добавками, що містять карбонатну та сульфатну складові.

Методи досліджень. Експериментальні дослідження виконано за допомогою сучасних методів фізико-хімічного аналізу: рентгенофазового, диференційно-термічного та

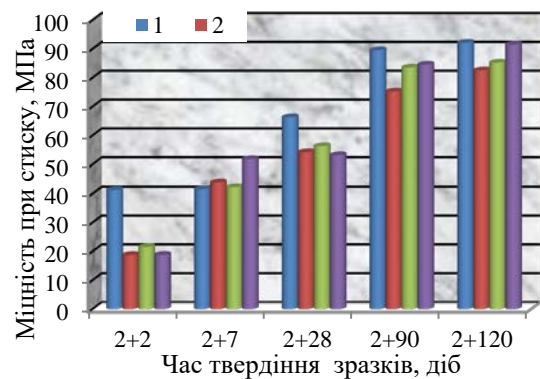
електронної растрової мікроскопії з використанням зондового аналізу.

Для перевірки можливості утворення таумаситу у продуктах твердіння розроблених в'язучих речовин вивчали вплив високодисперсних кремнеземистих добавок на фазовий склад продуктів гідратації при твердінні за різної температури навколишнього середовища.

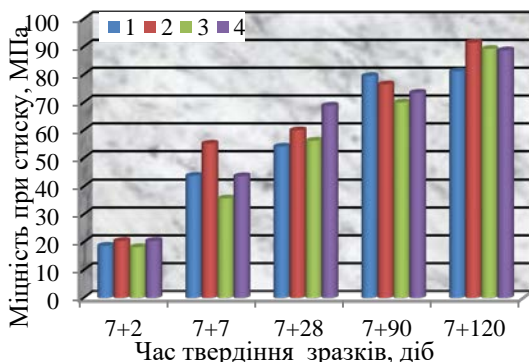
Дослідження виконано на зразках розміром 2x2x2 см, виготовлених із цементного тіста нормальної густоти. Після розпалублення зразків їх розділили на чотири частини: три основні та одну – контрольну. Контрольні зразки зберігали за нормальних умов. Основні зразки витримували в кліматичній камері 2, 7 та 28 діб, при температурі +3...5°C. Після зберігання протягом зазначеного терміну в кліматичній камері, зразки витримували в нормальних умовах та визначали їх міцність через 2, 7, 28, 90 та 120 діб твердіння у нормальних умовах.



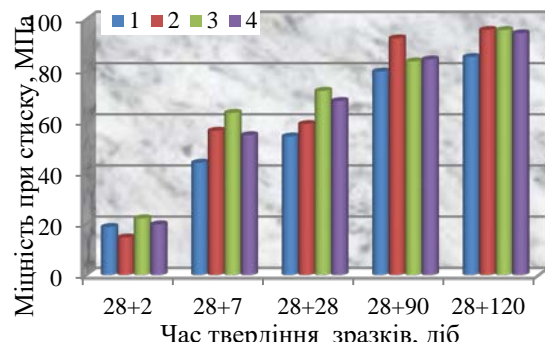
а



б



в



г

Рис.1 Кінетика нарощування міцності зразків цементного каменю за нормальних умов (а) та після перебування в кліматичній камері протягом 2 (б), 7 (в) та 28 (г) діб при температурі навколишнього середовища +3...5°C.

Fig.1. Kinetics of strength increase of cement stone samples under normal conditions (a) and after staying in a climatic chamber for 2 (b), 7 (c) and 28 (d) days at an ambient temperature of +3...5°C.

РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ

Для дослідження фазових перетворень в системі та можливості синтезу таумаситу і еtringіту, було вивчено кінетику нарощування міцності штучного каменю (Рис.1) і визначено склад новоутворень на основі модифікованих золоцементних композицій за допомогою рентгено-фазового аналізу (Рис.2) та електронної мікроскопії.

Аналіз графічних залежностей свідчить про негативний вплив низької температури на процеси структуроутворення та міцність модифікованих золоцементних композицій. Так після витримання зразків протягом 2 діб у кліматичній камері (Рис. 1 б) міцність зразків на основі портландцементу вища за міцність модифікованих золоцементних композицій, тоді як подальше перебування зразків в умовах понижених температур

сприяє зростанню міцнісних показників штучного каменю на основі пластифікованих золоцементних композицій модифікованих сульфатно-карбонатними добавками.

Відповідно до Рис. 1. - штучний камінь на основі модифікованої золоцементної в'язучої речовини відображений скалом (2), а з додаванням мікрокремнезему у кількості 3 мас.% (3) і 5 мас.% (4). Склад порівняння – портландцемент (1).

Міцність штучного каменю, гідратованого при температурі +3...5°C, нижча за міцність штучного каменю, що твердіє за нормальних умов. Однак після подальшої гідратації зразків цементного каменю за нормальних умов спостерігається приріст міцності. Так після 7 діб твердіння при T=+3...5 °C міцність штучного каменю на основі портландцементу становить 49,3% (від міцності композицій, що тверділи за нормальних умов) та для модифікованих золоцементних композицій без мікрокремнезему – 58% а з додаванням мікрокремнезему у кількості 3 мас.% та 5 мас.% відповідно на 53,7% та 84,75%. Схожа тенденція спостерігається і після 28 діб гідратації композицій при понижній температурі: а саме міцність становить, відповідно 32,4%, 22,3%, 31,61% та

28,31% від міцності зразків, що зберігались за нормальних умов. Однак вже через 7 діб перебування зразків за нормальних умов спостерігається приріст міцності у 2...2,5 рази (Рис. 1. в) порівняно із композиціями, що перебували у кліматичній камері, та наближається до міцності штучного каменю, гідратованого за нормальних умов. Підвищена міцність композицій модифікованих кремнеземистою добавкою, пояснюється більш високою активністю аморфного кремнезему, порівняно з кремнеземом, який знаходиться у золі.

Подальша гідратація в'язучих речовин протягом наступних 28 діб за нормальних умов також характеризується зростанням міцності усіх композицій, однак міцність модифікованих золоцементних композицій на 8...15% нижча за міцність цементного каменю на основі портландцементу (Рис. 1. в, г). На більш пізніх етапах твердіння (120 діб) зразки штучного каменю характеризуються практично однаковою міцністю, а у віці 150 діб міцність модифікованих золоцементних композицій збільшується ще на 10...15%.

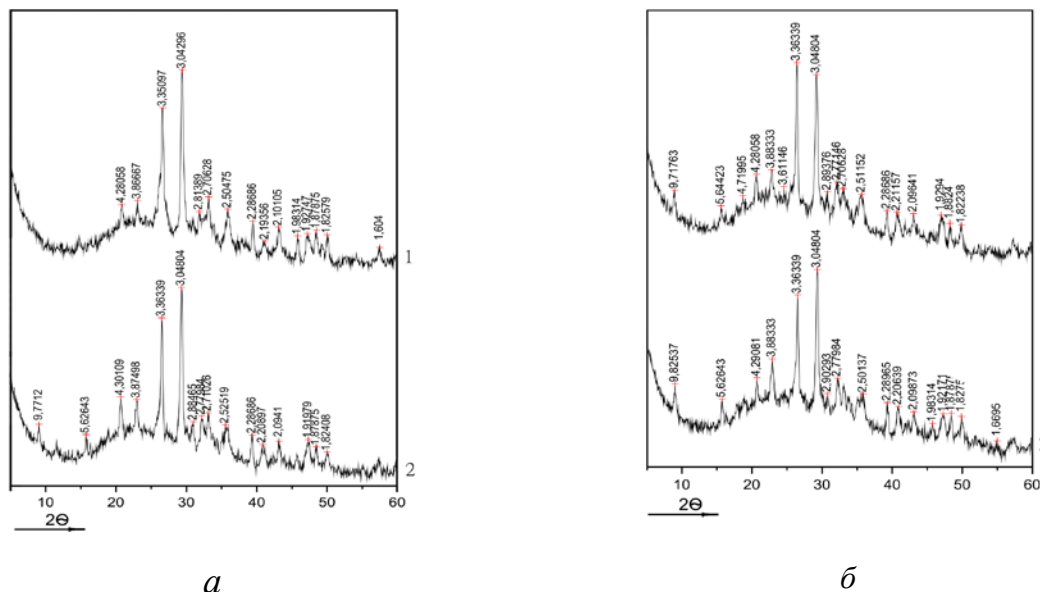


Рис.2. Рентгенограми штучного каменю

Fig.2. X-ray images of modified fly ash cement compositions

Аналізуючи вищезазначене, можна зро-

бити висновок про позитивний вплив мікро-

кремнезему на приріст міцності зразків після перебування в умовах дії низьких температур, введення останнього сприяє стабілізації міцнісних характеристик штучного каменю, особливо на пізніх етапах тверднення. А також отримані залежності міцнісних характеристик цементного каменю свідчать про відсутність деструктивних процесів, пов'язаних з перекристалізацією еtringіту у таумасит.

Дослідження причин зростання міцності штучного каменю у часі, отриманого на основі модифікованої в'язучої речовини, виконано за допомогою рентгенофазового аналізу (Рис. 2), на якому зображено рентгенограми штучного каменю на основі пластифікованих золоцементних в'язучих композицій модифікованих добавками сульфату і карбонату кальцію з мікрокремнеземом у кількості 5 % (а) та без мікрокремнезему (б) після гідратації протягом 7 діб при температурі +3...5°C (1) та наступного тверднення – 28 діб в нормальних умовах (2). Згідно даних РФА, новоутворення пластифікованих золоцементних систем, модифікованих комплексними добавками, в тому числі мікрокремнеземом, на ранніх етапах гідратації (7 доба), представлені переважно слабо закристалізованими низькоосновними гідросилікатними фазами CSH(I) ($d=0,42805$; $0,22868$; $0,21935$; $0,19294$; $0,18824$; $0,1823$ нм), відсутні піки притаманні портландиту.

Як і всі пуцоланові матеріали, мікрокремнезем вступає в реакцію з гідроксидом кальцію, що виділяється при гідратації портландцементу. Висока питома поверхня добавки сприяє більш ефективній і прискореній реакції між аморфним SiO_2 і $\text{Ca}(\text{OH})_2$ та приводить до синтезу додаткової кількості гідросилікатних фаз. При подальшому перебуванні зразків із кремнеземом за нормальних умов тверднення, з'являються додаткові піки високосульфатної форми гідросульфоалюмінату кальцію (Рис. 2 (а) кр. 2) $3\text{CaO}\cdot\text{A}_2\text{O}_3\cdot 3\text{CaSO}_4\cdot 31\text{H}_2\text{O}$ ($d=0,9712$; $0,5626$; $0,38749$; $0,27798$ нм), що супроводжується підвищенням міцності, особливо на 150 добу гідратації.

Згідно отриманих результатів еtringіт стабільно існує в присутності високо-диспе-

рсного активного кремнезему під час тривалого періоду гідратації. При гідратації дослідженої системи (Рис. 2, кр.2-а), має місце додаткова кристалізація високо-сульфатної форми гідросульфофериту кальцію $3\text{CaO}\cdot\text{Fe}_2\text{O}_3\cdot 3\text{CaSO}_4\cdot 31\text{H}_2\text{O}$. За хімічним складом та масовим вмістом елементів відмічені новоутворення відповідають еtringіту, поява деякої кількості заліза може свідчити про утворення твердих розчинів еtringіту з сульфоферитом кальцію.

В той же час, система, що не містить мікрокремнезему, після 7 діб перебування в холодильнику, характеризується підвищеним вмістом AF_i фаз. На рентгенограмі фіксуються піки високосульфатної форми гідросульфофериту кальцію ($d=0,471995$; $0,428058$; $0,361146$; $0,22115$; нм), високосульфатної форми гідросульфоалюмінату кальцію ($d=0,971763$; $0,5644$; $0,38833$; $0,27714$ нм) а також з'являються значення, що відповідають високо-сульфатній формі гідрокарбоалюмінату кальцію $3\text{CaO}\cdot\text{A}_2\text{O}_3\cdot 3\text{CaCO}_3\cdot 31\text{H}_2\text{O}$ ($d=0,33761$; $0,20964$; $0,18824$ нм). При подальшому перебуванні зразків на основі золоцементної системи, модифікованої сульфатно-карбонатними добавками в нормальних умовах, частково зникають піки залізного еtringіту і зменшується інтенсивність піків карбонатного еtringіту.

У золоцементній системі, модифікованій комплексною добавкою сульфатно-карбонатного складу з додаванням мікрокремнезему при температурі твердіння +3...5°C, піків, притаманних таумаситу не спостерігалось, що можливо пояснюється відсутністю одного із джерел утворення таумаситу – портландиту. В зразках, отриманих на основі пластифікованої золоцементної композиції, модифікованої сульфатно-карбонатною добавкою при низьких температурах тверднення також відсутні піки таумаситу (Рис. 2. кр.1, 2).

Відсутність таумаситу у складі продуктів твердіння, можливо, пояснюється утворенням на ранніх етапах гідратації твердих розчинів гідросульфоалю-мосилікатного складу. Причому враховуючи вміст вихід-

них компонентів в'язучої речовини та особливості фазового складу новоутворень, необхідно вказати на неможливість утворення таумаситу у розроблених системах, оскільки для його синтезу необхідні SO_4^{2-} групи, а відповідно даним наявна у складі в'язучих композицій сульфатна складова теоретично могла прореагувати з СзА з наступним синтезом еtringіту.

З іншого боку доведено, що таумасит у пізні періоди експлуатації синтезується за наявності в складі продуктів гідратації вільного гідроксиду кальцію, присутність якого забезпечує $pH=13,5\dots 14$, що в свою чергу сприяє утворенню вторинного еtringіту та таумаситу з довжиною кристалів лише $1\dots 2$ мкм та товщиною $0,1\dots 0,2$ мкм, які значно збільшуються в об'ємі, та призводять до руйнування цементного каменю. Тому відсутність порт-ландиту (за рахунок повного зв'язування в гідросилікати кальцію) у складі продуктів гідратації розроблених в'язучих систем, запобігає утворенню таумаситу та перекристалізації еtringіту у таумасит.

Таким чином, розглянута можливість керування фізико-механічними властивостями штучного каменю на основі пластифікованих золоцементних композицій за рахунок їхньої модифікації сульфатно-карбонатними та кремнеземистими добавками. Встановлено, що введення добавки мікрокремнезему обумовлює формування за нормальних умов тверднення на основі гідросульфоалюмінатів довговічних сполук, що представлені твердими розчинами кальційгідросульфоалюмосилікатнокарбонатного складу.

Зниження температури тверднення нега-

тивно впливає на ранній набір міцності штучного каменю, отриманого на основі розробленої в'язучої речовини, однак при настанні сприятливих умов, прискорюються всі процеси кристалізації і зразки інтенсивно набирають міцність. Введення до складу в'язучих композицій високодисперсних кремнеземистих добавок сприяє стабілізації гідросульфоалюмінатних фаз у часі, які, вірогідно, з часом можуть перекристалізовуватись за даними у гідрогранати $3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot xSiO_2 \cdot (6-2x)H_2O$ та гідросилікати, насичені іонами SO_4^{2-} , подібних до епистільбіту

$(Ca_6(Si(OH)_6)_3 \cdot (SO_4)_3 \cdot 24H_2O)$.

За результатами отриманих фізико-механічних досліджень, щодо модифікації пластифікованих золоцементних композицій сульфатними та карбонатними добавками, було виділено композиції оптимального складу (табл. 3.3) за показниками міцності на ранніх етапах тверднення ($1\dots 7$ доба) і досліджено їхню стабільність на пізніх етапах гідратації. Кінетика набору міцності порівнюваних композицій представлена на Рис. 3.

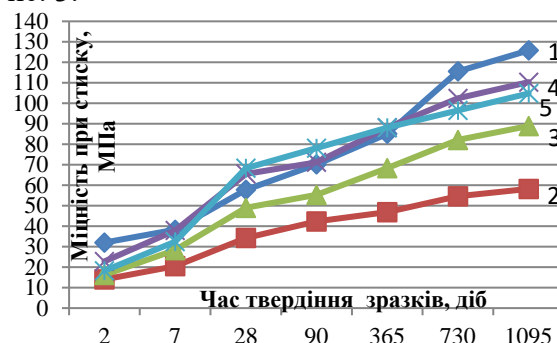


Рис.3. Кінетика нарощування міцності модифікованих золоцементних композицій
Fig.3. Kinetics of strength development of modified fly ash cement compositions

Табл.1.Склад золоцементних в'язучих речовин, модифікованих сульфатними та карбонатними добавками

Table.1.Composition of fly ash cement binders modified with sulfate and carbonate additives

№	Вміст складових компонентів, % за масою				
	ПЦ	Зола	$CaSO_4$	$CaCO_3$	Мікрокремнезем
1	100	-	-	-	-
2	30	70	-	-	-
3	30	64	6	-	-
4	30	58	6	6	-
5	30	55	6	6	3

Аналіз отриманих даних та графічних залежностей свідчить про стабільний приріст міцності досліджених композицій на основі пластифікованих золоцементних в'язучих систем. Їх міцність на пізніх етапах (90...1095 діб) твердіння мало відрізняється від міцнісних характеристик штучного каменю на основі портланд-цементу. Наявність у складі в'язучої речовини високодисперсного мікрокремне-зему також не викликає значного зниження міцності порівняно із композицією без кремнеземистої добавки.

Міцність штучного каменю на пізніх етапах твердіння забезпечується утворенням низькоосновних гідросилікатів кальцію, гідрогранатів та твердих розчинів на основі еtringіту кальційгідросульфокарбоалюмінатного складу, що підтверджується даними електронної мікроскопії та зондового аналізу (Рис. 4).

На мікрофотографіях чітко видно кристали притаманні еtringіту (Рис. 4 в), але зондовий аналіз (Рис. 4 є) свідчить про наявність у їх складі інших елементів, вірогідно еtringіт утворений у перші дні твердіння в процесі гідратації наситився іонами заліза, кремнію та ін., утворивши сполуки перемінного складу, що подібні до твердих розчинів, за рахунок яких і забезпечується міцність штучного каменю на пізніх етапах твердіння. З іншого боку вивільнений сульфат-іон може заміщувати у складі тоберморитового гелю групи кремнію та утворювати сполуки, подібні до епістільбіту ($\text{Ca}_6(\text{Si}(\text{OH})_6)_3 \cdot (\text{SO}_4)_3 \cdot 24\text{H}_2\text{O}$) ($d=0,584; 0,399; 0,369; 0,354$ нм) [17, 73, 164]. Присутність у продуктах твердіння твердих розчинів на основі еtringіту, зокрема і карбонатвмісного аналогу еtringіту $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaCO}_3 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$ ($d=0,380; 0,270; 0,251$ нм), підтверджується зондовим аналізом (Рис. 4 е, є).

Табл.2. Кристалохімічні параметри продуктів гідратації пластифікованих золоцементних в'язучих речовин, модифікованих сульфатними та карбонатними добавками

Table.2. Crystallochemical parameters of hydration products of plasticized ash-cement binders modified with sulfate and carbonate additives

Найменування мінералів	Сингонія	Параметри елементарної кристалічної решітки, нм		
		a	b	c
крейда (кальцит)	тригональна	0,498	-	1,7
етрингіт	гексагональна	1,124	-	2,145
епістільбіт	моноклинна	0,908	1,774	1,021
гідро-гранати	кубічна	1,216-1,256	1,216-1,256	1,216-1,256
скоутит	моноклинна	1,012	1,518	0,662
CSH(B)	орторомбічна	1,12	0,73	0,9-1,4

Необхідною умовою зрощення кристалів розмірами не більше 0,1 мкм за схемою Руайє - Фріделя є їхня кристалохімічна подібність, яка оцінюється величиною відмінності параметрів кристалічних ґраток і не повинна перевищувати 15%.

Як свідчать дані Табл. 2, різниця величини параметру «а» кристалічних решіток еtringіту та гідросилікатів типу CSH(B)

практично відсутня, а у кристалів епістільбіту та гідрогранатів порівняно з еtringітом різниця величини параметру «а» знаходиться в допустимих межах (до 15%), що задовольняє вищенаведеній умові та сприяє поступовому зрощуванню їхніх кристалів у вказаному напрямку, обумовлюючи формування структури з підвищеною щільністю та міцністю.

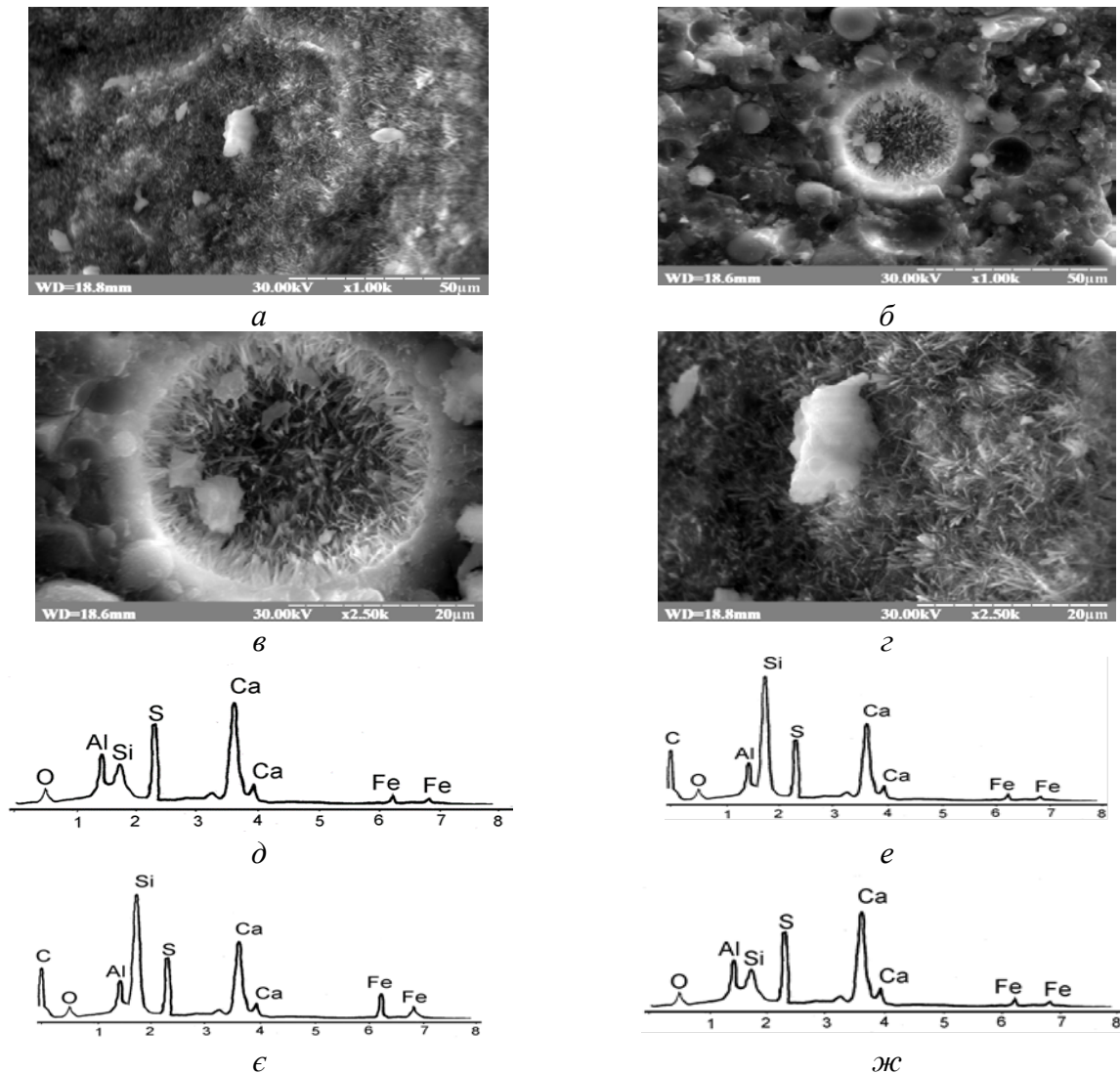


Рис.4 Фотографії поверхні сколу (а, б, в, г) та зондовий аналіз (д, е, е, ж) золоцементних композицій, модифікованих добавкою сульфатнокарбонатного складу (а, д) та мікро-кремнеземом (б, е).
Fig.4. Photographs of the chip surface (a, b, c, d) and probe analysis (d, e, e, g) of fly ash cement compositions modified with the addition of sulfate-carbonate composition (a, d) and microsilica (b, e).

Деяка надлишкова кількість алюмінію, згідно даних зондового мікроаналізу (Рис. 4 ж), може свідчити про утворення гідро-гранатів та їх твердих розчинів з еtringітом.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Отримані результати підтверджують відсутність таумаситу у складах продуктів гідратації розроблених в'язучих речовин, що тверділи за різних температур. Доведено, що наявність у складі в'язучих компо-

зицій активного кремнезему також не призводить до утворення таумаситу у продуктах твердіння, а сприяє стабілізації гідро-сульфоалюмінатних фаз з наступним утворенням твердих розчинів.

Вивчено довговічність штучного каменю на основі пластифікованих золоцементних композицій модифікованих сульфатно - карбонатними добавками протягом 3 років твердіння за нормальних умов.

Встановлено, що міцність розробленої композиції після трьох років твердіння становить 110,32 МПа та на 89% перевищує

міцність бездобавочної компо-зиції. Синтез міцності на пізніх етапах гідратації забезпечується за рахунок низькоосновних гідросилікатів кальцію, гідрогранатів та твердих розчинів на основі еtringіту кальційгідросульфо-карбоалюмінатного складу.

ЛІТЕРАТУРА

1. Cai, Y., Tao, Y., Xuan, D., Sun, Y., & Poon, C. S. (2023). Effect of seawater on the morphology, structure, and properties of synthetic ettringite. *Cement and Concrete Research*, 163, 107034.
2. Mantellato, S., Palacios, M., & Flatt, R. J. (2016). Impact of sample preparation on the specific surface area of synthetic ettringite. *Cement and Concrete Research*, 86, 20-28.
3. Cai, Y., Tao, Y., Xuan, D., Sun, Y., & Poon, C. S. (2023). Effect of seawater on the morphology, structure, and properties of synthetic ettringite. *Cement and Concrete Research*, 163, 107034.
4. Shi, C., Zhang, G., He, T., & Li, Y. (2016). Effects of superplasticizers on the stability and morphology of ettringite. *Construction and Building Materials*, 112, 261-266.
5. Пушкарьова, К. К. (2013). Ресурсо-зберігаючі мінеральні в'язучі речовини і високоефективні композиційні матеріали на основі паливних зол і шлаків. *Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту*, (138), 19-25.
6. Гасан, Ю. Г., Борзняк, О. С., Червенко, Є. М., & Бердник, О. В. (2011). Вплив поліфункціональної добавки на характер новоутворень та властивості штучного каменю, виготовленого з модифікованої композиційної гіпсовміщуючої в'язучої речовини. *Будівельні матеріали, виробництво та санітарна техніка*, (42), 56-62.
7. Пушкарьова, К. К., Дворкін, Л. Й., Плуґін, А. А., Кагановський, О. С., Градобось, О. В., & Плуґін, О. А. (2015). Технологічні аспекти використання дисперсних речовин при отриманні будівельних композиційних матеріалів з покращеними експлуатаційними властивостями. *Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту*, (155), 41-52.
8. Kolesnyk, D. Y., Sychenko, V. H., & Koval, P. M. (2006). The analysis of the problem of corrosion of cement concrete in atmospheric conditions and the role of water in this process. *Science and Transport Progress*, (13), 141-160.
9. Sotiriadis, K., Mácová, P., Mazur, A. S., Viani, A., Tolstoy, P. M., & Tsivilis, S. (2020). Long-term thaumasite sulfate attack on Portland-limestone cement concrete: A multi-technique analytical approach for assessing phase assemblage. *Cement and Concrete Research*, 130, 105995.
10. Лемешев, М. С., Сівак, К. К., & Стаднійчук, М. Ю. (2020). Особливості використання промислових техногенних відходів в галузі будівельних матеріалів. *Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві*, 29(2), 24-34.
11. Wang, L., & Lu, X. (2024). A review of the influence of aluminum phases from cement, SCMs and external aluminum phases on the thaumasite sulfate attack in cement-based materials. *Journal of Building Engineering*, 94, 109966.
12. Грабовчак, В. (2016). Особливості використання бетонів на основі паливних зол у сучасному будівництві. *Проблеми розвитку міського середовища*, (1), 23-32.
13. Luo, S., Liu, M., Yang, L., & Chang, J. (2019). Effects of drying techniques on the crystal structure and morphology of ettringite. *Construction and Building Materials*, 195, 305-311.
14. Lou, Y., Ye, Z., Wang, S., Liu, S., & Cheng, X. (2019). Influence of synthesis methods on ettringite dehydration. *Journal of Thermal Analysis and Calorimetry*, 135, 2031-2038.
15. Colmenero, F., Fernández, A. M., Almendros-Ginestà, O., & Missana, T. (2024). Density functional theory study of the crystal structure and infrared spectrum of a synthesized ettringite mineral. *Minerals*, 14(8), 824. <https://doi.org/10.3390/min14080824>
16. Masárová, A., Fridrichová, M., & Dvořák, K. (2016). Synthetic preparation of thaumasite—several possible routes for thaumasite formation. *Procedia Engineering*, 151, 313-320.
17. Rahman, M. M., & Bassuoni, M. T. (2014). Thaumasite sulfate attack on concrete: Mechanisms, influential factors and mitigation. *Construction and Building Materials*, 73, 652-662.
18. Galan, I., Steindl, F. R., Grengg, C., Dietzel, M., & Mittermayr, F. (2023). On the

hydration of ternesite and the formation of thaumasite. *Cement and Concrete Research*, 172, 107212.

19. **Turchin, V., Sychugov, S., Yudina, L., Gumeniuk, A., Zhilkina, T., Gmizov, Y., ... & Ivanova, T.** (2019). Corrosion resistance dry building mortars base on alkaline slag binder for using in aggressive sulfate medium. *In Selected papers of the 13th International Conference "Modern Building Materials, Structures and Techniques"* (pp. 180-187).

REFERENCES

- Cai, Y., Tao, Y., Xuan, D., Sun, Y., & Poon, C. S.** (2023). Effect of seawater on the morphology, structure, and properties of synthetic ettringite. *Cement and Concrete Research*, 163, 107034.
- Mantellato, S., Palacios, M., & Flatt, R. J.** (2016). Impact of sample preparation on the specific surface area of synthetic ettringite. *Cement and Concrete Research*, 86, 20-28.
- Cai, Y., Tao, Y., Xuan, D., Sun, Y., & Poon, C. S.** (2023). Effect of seawater on the morphology, structure, and properties of synthetic ettringite. *Cement and Concrete Research*, 163, 107034.
- Shi, C., Zhang, G., He, T., & Li, Y.** (2016). Effects of superplasticizers on the stability and morphology of ettringite. *Construction and Building Materials*, 112, 261-266.
- Pushkarova, K. K.** (2013). Resursozberihaiuchi mineralni v'iazhuchi rehovyny i vysokoelektyvni kompozytsiini materialy na osnovi palyvnykh zol i shlakiv. *Zbirnyk naukovykh prats Ukrainkoho derzhavnoho universytetu zaliznychnoho transportu*, (138), 19-25.
- Hasan, Yu. H., Borzniak, O. S., Chervenko, Ye. M., & Berdnyk, O. V.** (2011). Vplyv polifunktsionalnoi dobavky na kharakter novoutvoren ta vlastyvoli shtuchnoho kameniu, vyhotovlenoho z modyfikovanoi kompozytsiinoi hipsovmishchuiuchoi viazhuchoi rehovyny. *Budivelni materialy, vyroby ta sanitarna tekhnika*, (42), 56-62.
- Pushkarova, K. K., Dvorkin, L. Y., Pluhin, A. A., Kahanovskyi, O. S., Hradoboiev, O. V., & Pluhin, O. A.** (2015). Tekhnolohichni aspekty vykorystannia dyspersnykh rehovyn pry otrymanni budivelnykh kompozytsiinykh materialiv z pokrashchenymy ekspluatatsiinyymi vlastyvolistamy. *Zbirnyk naukovykh prats Ukrainkoho derzhavnoho universytetu zaliznychnoho transportu*, (155), 41-52.
- Kolesnyk, D. Y., Sychenko, V. H., & Koval, P. M.** (2006). The analysis of the problem of corrosion of cement concrete in atmospheric conditions and the role of water in this process. *Science and Transport Progress*, (13), 141-160.
- Sotiriadis, K., Mácová, P., Mazur, A. S., Viani, A., Tolstoy, P. M., & Tsivilis, S.** (2020). Long-term thaumasite sulfate attack on Portland-limestone cement concrete: A multi-technique analytical approach for assessing phase assemblage. *Cement and Concrete Research*, 130, 105995.
- Lemeshev, M. S., Sivak, K. K., & Stadniichuk, M. Yu.** (2020). Osoblyvosti vykorystannia promyslovykh tekhnolohykh vidkhodiv v haluzi budivelnykh materialiv. *Suchasni tekhnolohii, materialy i konstruksii v budivnytstvi*, 29(2), 24-34.
- Wang, L., & Lu, X.** (2024). A review of the influence of aluminum phases from cement, SCMs and external aluminum phases on the thaumasite sulfate attack in cement-based materials. *Journal of Building Engineering*, 94, 109966.
- Hrabovchak, V.** (2016). Osoblyvosti vykorystannia betoniv na osnovi palyvnykh zol u suchasnomu budivnytstvi. *Problemy rozvytku miskoho seredovyshcha*, (1), 23-32.
- Luo, S., Liu, M., Yang, L., & Chang, J.** (2019). Effects of drying techniques on the crystal structure and morphology of ettringite. *Construction and Building Materials*, 195, 305-311.
- Lou, Y., Ye, Z., Wang, S., Liu, S., & Cheng, X.** (2019). Influence of synthesis methods on ettringite dehydration. *Journal of Thermal Analysis and Calorimetry*, 135, 2031-2038.
- Colmenero, F., Fernández, A. M., Almendros-Ginestà, O., & Missana, T.** (2024). Density functional theory study of the crystal structure and infrared spectrum of a synthesized ettringite mineral. *Minerals*, 14(8), 824. <https://doi.org/10.3390/min14080824>
- Masárová, A., Fridrichová, M., & Dvořák, K.** (2016). Synthetic preparation of thaumasite—several possible routes for thaumasite formation. *Procedia Engineering*, 151, 313-320.
- Rahman, M. M., & Bassuoni, M. T.** (2014). Thaumasite sulfate attack on concrete: Mechanisms, influential factors and mitigation. *Construction and Building Materials*, 73, 652-662.

18. Galan, I., Steindl, F. R., Grengg, C., Dietzel, M., & Mittermayr, F. (2023). On the hydration of ternesite and the formation of thaumasite. *Cement and Concrete Research*, 172, 107212.
19. Turchin, V., Sychugov, S., Yudina, L., Gumeniuk, A., Zhilkina, T., Gmizov, Y., ... & Ivanova, T. (2019). Corrosion resistance dry building mortars base on alkaline slag binder for using in aggressive sulfate medium. *In Selected papers of the 13th International Conference "Modern Building Materials, Structures and Techniques"* (pp. 180-187).

ASSESSMENT OF THE DURABILITY OF HARDENING PRODUCTS OF MODIFIED FLY ASH CEMENT COMPOSITIONS

Serhii DURYTSKYI
Kateryna PUSHKAROVA

Summary. This work is devoted to the study of the durability of hardening products of modified gold-cement compositions. The influence of sulfate and carbonate additives of various origins on the kinetics of increasing the strength of artificial stone was studied.

To reveal the mechanism of the processes of strength synthesis of the developed binder systems, their hydration products and the composition of new formations were studied using X-ray diffraction (XRD), differential thermal analysis (DTA) and electron microscopy.

It was established that with simultaneous modification of the plasticized fly ash cement composition with sulfate and carbonate additives, the synthesis of strength is ensured due to the formation of hydration products in the composition at

the early stages of hardening of ettringite and its analogues containing carbonate and ferric components. It has been determined that the presence of hydrosulfoaluminate-type new formations in the hydration products and the presence of active mineral additives in its composition on the one hand, and on the other hand, the contact of cement stone with the environment can cause the appearance of dangerous compounds (such as thaumasite) in hardening systems, the synthesis of which leads to the emergence of stresses in the structure of the material and its destruction. It has been established that as a result of the processes of isomorphic substitution, compounds of variable composition are formed, similar to solid solutions, due to which the strength of artificial stone is ensured in the later stages of hardening. On the other hand, the released sulfate ions can replace silicon groups in the tobermorite gel and form compounds similar to epistilbite ($Ca_6(Si(OH)_6)_3 \cdot (SO_4)_3 \cdot 24H_2O$) ($d=0.584; 0.399; 0.369; 0.354$ nm).

The strength indicators of artificial stone based on modified fly ash cement binder compositions were investigated. It is associated with the directed formation of crystallochemically similar phases that can grow together, and the formation of artificial stone capable of structural and functional adaptation in various operating conditions will likely be due to the formation of solid solutions of hydrosulfoaluminocarbo-silicate composition, hydrogarnet phases of the composition $3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 1,6SiO_2 \cdot 2,8H_2O$ and modified calcium hydrosilicates of the epistilbite type $Ca_6(Si(OH)_6)_3 \cdot (SO_4)_3 \cdot 24H_2O$ and scoutite ($Ca_6Si_6O_{18} \cdot 2H_2O \cdot CaCO_3$). in the composition of new formations.

Keywords: fly ash; new formations; fly ash cement compositions; modifying additives; durability.

Стаття надійшла до редакції 01.11.2024

DOI: 10.32347/2522-4182.15.2024.135-145
УДК 666.19; 677.522

РЕАКЦІЙНО-ПОРОШКОВІ БЕТОНИ НА ОСНОВІ ЛУЖНО-АКТИВОВАНОГО ЦЕМЕНТУ

Ігор РУДЕНКО¹, Олександр ГЕЛЕВЕРА²,
Олександр КОНСТАНТИНОВСЬКИЙ³, Андрій РАЗСАМАКІН⁴,

^{1,2,3,4}Київський національний університет будівництва і архітектури,
просп. Повітряних сил, 31, Київ, Україна, 03037

¹igor.i.rudenko@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-5716-8259>

²a-gelevera@ukr.net, <http://orcid.org/0000-0002-6285-9780>

³alexandrkp@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-7936-5699>

⁴razsamakin.a@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-5130-6059>

Анотація. Розробка реакційно-порошкових бетонів на основі лужно-активованих цементів для будівництва та захисту об'єктів критичної інфраструктури є актуальною у світі з урахуванням підвищення безпеки їх функціонування.

У статті встановлено фактори впливу на кінетику набору міцності та власні деформації усадки реакційно-порошкових бетонів при використанні силікату натрію пентагідрату як лужного активатора. Показано, що підвищення співвідношення між цементом і піском від 1:3 до 1:1 та використання активатора у вигляді водного розчину забезпечує інтенсифікацію набору міцності бетону: міцність на стиск склала 52,3 МПа, 85,0 МПа, 100,6 МПа та 124,7 МПа у віці 1, 3, 28 та 90 діб твердіння відповідно. Співвідношення міцності на стиск до міцності на згин протягом досліджуваного терміну склало 5,3...5,9, що свідчить про високу тріщиностійкість та в'язкість руйнації отриманого матеріалу. Підвищення вмісту цементу, активованого лугом у складі бетону, визначає зменшення впливу гранулометрії піску на міцність бетону, що обумовлено "плаваючим" розміщенням його у цементній матриці. Введення добавки тонкодисперсного кальциту (8...10 мкм) забезпечило зменшити усадку бетону в 1,3...1,5 рази на момент стабілізації через 90 діб за рахунок ущільнення мікроструктури та інтенсифікації кристалізаційних процесів.

Підвищення дисперсності частинок кальциту до 1...5 мкм підсилило структуроутворюючий ефект і ще у більшій мірі зменшило усадкові деформації. Шляхом зазначених заходів отримано



Ігор РУДЕНКО,

головний наук. співробітник
НДІВМ,
д.т.н., професор



Олександр ГЕЛЕВЕРА,

доцент кафедри технології
будівельних конструкцій і
виробів (ТБКВ),
к.т.н., доцент



**Олександр
КОНСТАНТИНОВСЬКИЙ**

доцент кафедри технології
будівельних конструкцій і
виробів (ТБКВ),
к.т.н.



Андрій РАЗСАМАКІН

аспірант кафедри технології
будівельних конструкцій і
виробів (ТБКВ)

високоміцний лужно-активованний цементний реакційно-порошковий бетон класу міцності С80/95, з високою тріщиностійкістю та зниженою усадкою.

Ключові слова: реакційно-порошковий бетон; лужно-активованний цемент; міцність; усадка.

©І. РУДЕНКО, О.ГЕЛЕВЕРА, О.КОНСТАНТИНОВСЬКИЙ, А.РАЗСАМАКІН, 2024

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ ТА АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Сучасні потреби в галузі безпеки та обороноздатності України актуалізують розробку надвисокоєфективних бетонів (далі УНРС) для впровадження в конструкціях, до яких висуваються високі вимоги щодо забезпечення захисту, непроникності та довговічності (фортифікаційні споруди, атомні електростанції, гідротехнічні споруди, мости тощо) [1, 2, 3].

УНРС забезпечують отримання високої міцності (45...55 МПа та 70...150 МПа на 1 та 28 добу) [4], тріщиностійкості [5], корозійної стійкості [6]. Однак, УНРС потребують використання дорогих добавок-модифікаторів, а також високої культури технології виготовлення та догляду до початку експлуатації [7].

Ефективними УНРС для згаданих конструкцій є реакційно-порошкові бетони (далі RPC), які характеризуються високою міцністю, тріщиностійкістю, енергією руйнування, граничною деформацією розтягування, вогнестійкістю тощо [1]. RPC отримують за допомогою підходу, який виключає використання крупного заповнювача, і ґрунтується на зниженні співвідношення води до цементу, зменшенні співвідношення CaO/SiO_2 за рахунок введення кремнеземного пилу, а також використання мікрволокон [8, 9, 10]. Високий вміст у RPC цементу (до 1000 кг/м^3) і кремнеземного пилу обумовлює зниження привабливості матеріалу через низьку екологічність і високу вартість, а також обумовлює високі деформації усадки [11]. Для вирішення зазначених недоліків рекомендується заміна частини цементу (до 50% за масою) або кремнеземного пилу (10...15% за масою) такими додатковими матеріалами як вапняк, різні шлаки, зола-виносу, скляний порошок тощо [12].

Як основа для RPC досить ефективними є цементи, отримані шляхом лужної активації цементів за ДСТУ Б EN 197-1:2015, в яких 95% клінкеру замінено доменним гранульованим тонкодисперсним шлаком. Такі лужно-активовані цементи (ДСТУ Б В.2.7-

181:2009) ефективні з урахуванням комплексного підходу до споживання природних ресурсів та енергії, а також відповідального ставлення до навколишнього середовища [13, 14]. Відомо, що найбільш ефективними активаторами є силікати натрію, аніони яких аналогічні гідратованим первинним продуктам деструкції алюмокремнекисневого каркасу, і служать їх додатковим резервом [15]. Використання силікатів натрію як водного розчину сприяє більшій інтенсифікації процесів структуроутворення цементів у порівнянні з використанням у вигляді сухих порошків [16]. Використання лужно-активованих цементів на основі метасилікату натрію в RPC, окрім високої міцності, зумовлює високу жаростійкість [17], сульфатостійкість [18], морозостійкість [19, 20], стійкість в умовах впливу морської води [21] тощо. Суттєвою перевагою лужно-активованих цементів є також підвищена в'язкість руйнування матеріалів на їх основі [22].

Відомо, що лужно-активовані цементи порівняно з портландцементами характеризуються більш високими деформаціями усадки, що обумовлено підвищеним вмістом фаз гелеподібної та субмікроструктурної структури у складі продуктів гідратації за відсутності кристалічних фаз портландиту Ca(OH)_2 та еtringіту $3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot3\text{CaSO}_4\cdot32\text{H}_2\text{O}$ [15]. Зазначена особливість загострює питання регулювання усадкових деформацій в RPC на основі лужно-активованих цементів. Відомим шляхом зменшення усадкових деформацій лужно-активованих цементів є використання мінеральних добавок (вапняк, летюча зола, мікрокремнезем), хімічних добавок (агентів, що зменшують усадку, розширювальних агентів, поверхнево-активних речовин, суперабсорбуючих полімерів і наночастинок), а також різних волокон (сталевих, вуглецевих, полімерних волокон, скловолна) [15, 23, 24].

Метою даної роботи є проектування складів високоміцного надшвидкотверднучого лужно-активованого цементного реакційно-порошкового бетону зі зниженими власними деформаціями усадки.

СИРОВИННІ МАТЕРІАЛИ ТА МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕНЬ

Як алюмосилікатні компоненти цементу були використані тонкодисперсний доменний гранульований шлак і портландцемент

СЕМ I з питомою поверхнею 4000...4100 см²/г (за Блейном). Характеристики шлаку та портландцементу представлені у таблиці 1 та 2.

Табл. 1. Характеристика шлаку
Table 1. Characteristics of slag

Вміст оксидів, % мас.							в.п.п., %	M _o
SiO ₂	Al ₂ O ₃	CaO	MgO	FeO	SO ₃	Na ₂ O		
32,13	11,48	50,27	1,14	0,4	1,8	0,77	1,30	1,18

Табл. 2. Хіміко-мінералогічний склад клінкерної складової СЕМ I
Table 2. Chemical and mineralogical composition of the clinker component of СЕМ I

Вміст оксидів, % мас.							в.п.п., %	Вміст мінералів, % мас.			
SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	R ₂ O		C ₃ S	β-C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF
21,0	5,6	4,8	65,0	2,5	0,7	0,15	0,25	58,0	19,0	7,25	15,5

Як лужний активуючий компонент використовувався метасилікат натрію пентагідрат (Na₂O·SiO₂·5H₂O) за CAS 497-19-8 у вигляді негігроскопічного порошку та у вигляді водного розчину з ρ = 1,24 г/см³. Метасилікат натрію вводили до складу цементних систем в однаковій кількості у перерахунку на безводну суху речовину.

Як структуроутворююча добавка для регулювання усадки використовувався тонкодисперсний карбонат кальцію (CaCO₃) за CAS 471-34-1 у порошкоподібній формі.

Приготування цементно-піщаних розчинів здійснювали у стандартному змішувачі типу Hobart. Їхня консистенція визначалася за розливом на струшуючому столику після 30 ударів.

Як дрібний заповнювач у цементно-піщаних розчинах використовували стандартний пісок (ДСТУ Б В.2.7-189:2009) та річковий кварцовий пісок з M_к = 1,16. Річковий пісок використовувався у двох видах: фракціонованому (оптимізованому) та не фракціонованому (не оптимізованому). Оптимізація

фракційного складу річкового піску, з метою отримання безперервної гранулометрії, виконувалась за допомогою модифікованого рівняння Фуллера:

$$A = 100 - 100 \cdot \sqrt{\frac{d_1}{D}}, \% \quad (1)$$

де A – прохід через сито з отвором d , мм;
 d_i – розмір отвору сита, мм;
 D – найбільший розмір зерна у суміші заповнювачів, мм.

У результаті оптимізації отримано склад піску, що містить фр.1,25 мм – 45,17%, фр.0,63 – 32,36% та фр.0,315 – 22,47%. Пилувата фракція, що пройшла через сито 016, не використовувалася.

Стандартний пісок кремнеземистий монофракційний згідно ДСТУ Б В.2.7-189:2009. Залишок на ситі: 0,16 мм – 0,2%, 0,315 мм – 16,5%, 0,63 мм – 83,3%.

Для наближеного розрахункового визначення питомої поверхні дрібних заповнювачів була використана формула Ладинського А. С.:

$$S = \frac{16,5 \cdot (0,5 \cdot a + b + 2 \cdot v + 4 \cdot z + 8 \cdot d + 16 \cdot e + 32 \cdot ж)}{1000} \cdot k \quad (2)$$

де k – коефіцієнт, що залежить від виду піску та форми його частинок: 2,0 – для піску

з гірських порід; 1,65 – для річкових та морських пісків; 1,3 – для дрібних пісків.

$a, b, v, z, d, e, ж$ – власні залишки на ситах з

розміром отворів відповідно 5; 2,5; 1,25; 0,63; 0,325; 0,14 та на дні.

Міцність цементно-піщаних розчинів визначали на зразках-балочках складу 1:1, 1:2 і 1:3 (в'язуча речовина : пісок) розміром 4×4×16 см.

Власні деформації усадки визначалися на зразках розміром 4×4×16 см. Після виготовлення та твердіння у формах із закритою поверхнею протягом 1 доби зразки виймалися з форм та зберігалися протягом 7 діб у нормальних умовах ($t = 20 \pm 2^\circ\text{C}$, $W = 95 \pm 5\%$). Потім зразки зберігалися над насиченим розчином аміачної селітри (NH_4NO_3) при $t = 20 \pm 2^\circ\text{C}$ і $W = 65\%$ до контрольного віку. Довжина зразків через 1 добу приймалася за

вихідну.

РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ОБГОВОРЕННЯ

1. Вплив співвідношення "цемент: пісок" на міцність RPC

Досліджено вплив цементно-піщаного співвідношення на міцність з використанням кремнеземистого піску з не оптимізованою гранулометриєю, $M_k = 1,16$. Як лужний компонент використано метасилікат натрію пентагідрат у вигляді порошку. Склади замішувалися водою. Результати досліджень наведено у таблиці 3.

Табл. 3. Фізико-механічні характеристики дрібнозернистих лужно-активованих бетонів залежно від співвідношення "в'язуча речовина : пісок"

Table 3. Physical and mechanical characteristics of fine-grained alkali-activated concrete depending on the ratio "binder : sand"

№ з/п	Склад в'язучої речовини, мас. %			В : П	В/В	Роз-плив, мм	Міцність на стиск/згин, МПа, у віці, діб					
	шлак	портланд-цемент	метасилікат				1	2	3	7	28	90
1	85	5	10	1:1	0,218	200	<u>35,7</u> 5,9	<u>55,1</u> 6,7	<u>63,8</u> 7,4	<u>73,6</u> 10,5	<u>87,5</u> 14,8	<u>104,5</u> 17,9
2				1:2	0,227	165	<u>27,1</u> 6,0	<u>42,8</u> 7,1	<u>50,7</u> 8,8	<u>57,7</u> 9,2	<u>67,7</u> 11,0	<u>78,5</u> 13,0
3				1:3	0,200	145	<u>20,7</u> 5,6	<u>31,4</u> 5,8	<u>35,7</u> 6,1	<u>42,4</u> 8,3	<u>49,8</u> 10,5	<u>57,0</u> 12,5

Примітки:

1. В: П – в'язуче : пісок.
2. В/В – водо-в'язуче відношення.
3. Метасилікат натрію використовувався у вигляді порошку.

Як і слід було очікувати, і як видно з результатів наведених у таблиці 3, збільшення вмісту в'язучої речовини у композиції веде до зростання міцності. Міцність на стиск складу 1:1 у віці 28 діб становила 87,5 МПа, складу 1:2 – 67,7 МПа, складу 1:3 – 49,8 МПа. А у віці 90 діб – 104,5, 78,5 та 57,0 МПа відповідно.

Виходячи з класифікації [1], до швидко-тверднучих бетонів відносяться склади, які набирають через 3 доби $\geq 50\%$ від марочної міцності, а до особливо швидко-тверднучих – які набирають через 1 добу ≥ 30 МПа, а через 3 доби ≥ 45 МПа, склади зі співвідношенням 1:1 і 1:2 можна віднести до особливо швидко-тверднучих, а склад 1:3 – до

швидко-тверднучих.

Співвідношення міцності на стиск до міцності на вигин склало 4,7...5,9 у віці 28 діб і 4,6...5,8 через 90 діб, що вказує на достатньо високу тріщиностійкість матеріалу [25].

2. Вплив гранулометрії піску на міцність RPC

Як дрібний заповнювач були використані три види піску – річковий пісок оптимізований шляхом фракціонування з досягненням безперервної гранулометрії; річковий пісок не оптимізований без фракціонування; та стандартний пісок монофракційного складу. Контролювалася питома поверхня пісків.

В усіх випадках було використано співвідношення "в'язуча речовина: пісок" – 1:1.

Як лужний компонент використано метасилікат натрію пентагідрат у вигляді порошку. Склади заміщувалися водою. Результати випробувань наведено у таблиці 4.

Табл. 4. Фізико-механічні характеристики дрібнозернистих лужно-активованих бетонів залежно від гранулометрії піску

Table 4. Physical and mechanical characteristics of fine-grained alkali-activated concrete depending on granulometry of sand

№ з/п	Склад суміші						Питома поверхня піску, см ² /г	В/В	Розплив, мм	Міцність на стиск/згин, МПа, у віці, діб					
	в'язуча речовина, мас. %			вид піску і співвідношення В:П						1	2	3	7	28	90
	шлак	портланд-цемент	метасилікат натрію	оптимізований	не оптимізований	стандартний									
4				1 : 1	–	–	111	0,218	200	<u>40,0</u> 7,5	<u>61,1</u> 7,9	<u>68,8</u> 9,6	<u>77,8</u> 14,3	<u>91,8</u> 17,3	<u>109,4</u> 19,7
5	85	5	10	–	1 : 1	–	345	0,227	180	<u>35,7</u> 6,3	<u>55,1</u> 6,8	<u>63,8</u> 7,5	<u>73,6</u> 10,8	<u>87,5</u> 14,8	<u>104,5</u> 17,9
6				–	–	1 : 1	85	0,200	160	<u>38,0</u> 7,2	<u>58,0</u> 7,8	<u>65,8</u> 8,1	<u>76,3</u> 13,2	<u>90,0</u> 15,8	<u>106,3</u> 17,1

Примітки:

1. В: П – в'язуча речовина : пісок.
2. В/В – водо-в'язуче відношення.
3. Метасилікат натрію використано у вигляді порошку.

Як видно з отриманих результатів (табл.4), усі склади продемонстрували особливо швидкий набір міцності на стиск – 35,7...40,0 МПа через 1 добу. Марочна міцність складала 87,5...91,8 МПа, через 90 діб – 104,5...109,4 МПа.

Співвідношення міцності на стиск до міцності на згин складало загалом 5,3...5,9 у віці 28 діб і 5,6...6,2 через 90 діб, що свідчить про підвищену тріщиностійкість матеріалу.

Оптимізація фракційного складу річкового піску дозволила поліпшити показники міцності у віці 28 діб на 5%, очевидно за рахунок більш щільної упаковки зерен заповнювача і зменшення водопотреби, пов'язаної зі зменшення питомої поверхні заповнювача (див.табл.4, поз.4 і 5).

При цьому склад з оптимізованою гранулометриєю піску, поряд із найвищою міцністю, демонстрував найбільший вплив на

консистенцію суміші – розплив 200 мм на складі №4 порівняно зі 160...180 мм на складах №5 та №6.

3. Вплив агрегатного стану лужного компоненту на міцність RPC

У цих дослідженнях метасилікат натрію використовувався не у вигляді порошку, а у вигляді водного розчину з $\rho = 1,24 \text{ г/см}^3$. Розчин використовувався замість води замішування. В обох випадках, як при використанні порошку, так і при використанні розчину, кількість безводної солі метасилікату натрію була приблизно однаковою.

Як і у попередньому випадку (табл.4), використовувалося три типу піску. Результати випробувань дрібнозернистого бетону складу 1:1 при використанні в якості замішувача розчину метасилікату натрію ($\rho = 1,24 \text{ г/см}^3$), наведено у таблиці 5.

Табл. 5. Фізико-механічні характеристики дрібнозернистих лужно-активованих бетонів, замішаних розчином лужного компоненту**Table 5.** Physical and mechanical characteristics of fine-grained alkali-activated concrete mixed by water solution of alkaline component

№ з/п	Склад суміші					Питома поверхня піску, см ² /г	Р/В	Розплив, мм	Міцність на стиск/згин, МПа, у віці, діб					
	в'язуча речовина, мас. %		вид піску і співвідношення В:П						1	2	3	7	28	90
	шлак	портланд-цемент	оптимізований	не оптимізований	стандартний									
7			1 : 1	–	–	111	0,24	205	<u>52,3</u> 7,5	<u>76,3</u> 8,0	<u>85,0</u> 8,9	<u>94,3</u> 9,0	<u>100,6</u> 14,7	<u>124,7</u> 18,0
8	95	5	–	1 : 1	–	345	0,26	190	<u>49,1</u> 7,4	<u>73,8</u> 8,5	<u>81,1</u> 9,6	<u>87,8</u> 10,2	<u>96,3</u> 13,8	<u>120,6</u> 17,5
9			–	–	1 : 1	85	0,22	170	<u>51,0</u> 7,0	<u>74,4</u> 7,2	<u>83,0</u> 7,7	<u>91,3</u> 9,1	<u>98,8</u> 14,2	<u>118,6</u> 16,2

Примітки:

1. В: П – в'язуче : пісок.
2. Р/В – розчино-в'язуче відношення.
3. Метасилікат натрію використовувався у вигляді водного розчину ($\rho = 1,24 \text{ г/см}^3$).

Таким чином, якщо порівнювати результати випробувань, які представлені у табл.4 і табл.5, то можна сказати наступне:

- вплив характеристик піску залишився аналогічним – найвищі результати продемонстрував склад із оптимізованою гранулометриєю піску;
- усі склади продемонстрували супершвидкий набір міцності на стиск – 49,4...52,3 МПа через 1 добу та 81,1...85,0 МПа через 3 доби. Активність у віці 28 діб становила 96,3...100,6 МПа, міцність через 90 діб – 118,6...124,7 МПа;
- використання метасилікату у вигляді розчину дозволило підвищити міцність у віці 2 діб на 28,2...33,9%, у віці 28 діб – на 9,6...10%, у віці 90 діб – на 11,5...13,96% у порівнянні з порошковим варіантом використання метасилікату натрію;
- співвідношення міцності на стиск до міцності на згин склало на 28 добу 6,8...6,9, через 90 діб – 6,9...7,3;
- нижча активність в'язучої речовини при використанні порошку метасилікату у порівнянні із замішуванням розчином, очевидно, пов'язана з витратами часу та

енергії на розчинення порошку порівняно з водним розчином метасилікату, який відразу ж вступає у взаємодію з компонентами в'язучої композиції. Це особливо помітно на ранніх стадіях твердіння. Однак, згодом ця різниця суттєво скорочується.

4. Власні деформації усадки RPC

Усадка вимірювалася з використанням цементно-піщаних зразків-балочок 4×4×16 см складу 1:1 і 1:3. Для управління деформаціями усадки було використано добавку тонкодисперсного CaCO_3 з розміром частинок 9...10 мкм. Результати вимірів представлені на рис.1.

Результати вказують, що власні деформації усадки зростають зі збільшенням вмісту цементного тіста та зменшення кількості заповнювача композиції, тобто вони вищі у складі 1:1 (рис.1, а). До моменту стабілізації усадка складів 1:1 та 1:3 без добавки CaCO_3 становила 0,88 та 0,66 мм/м відповідно.

Виходячи з результатів, показаних на рис.1, а, оптимальною кількістю добавки CaCO_3 , яка забезпечує мінімальну усадку, є 20%.

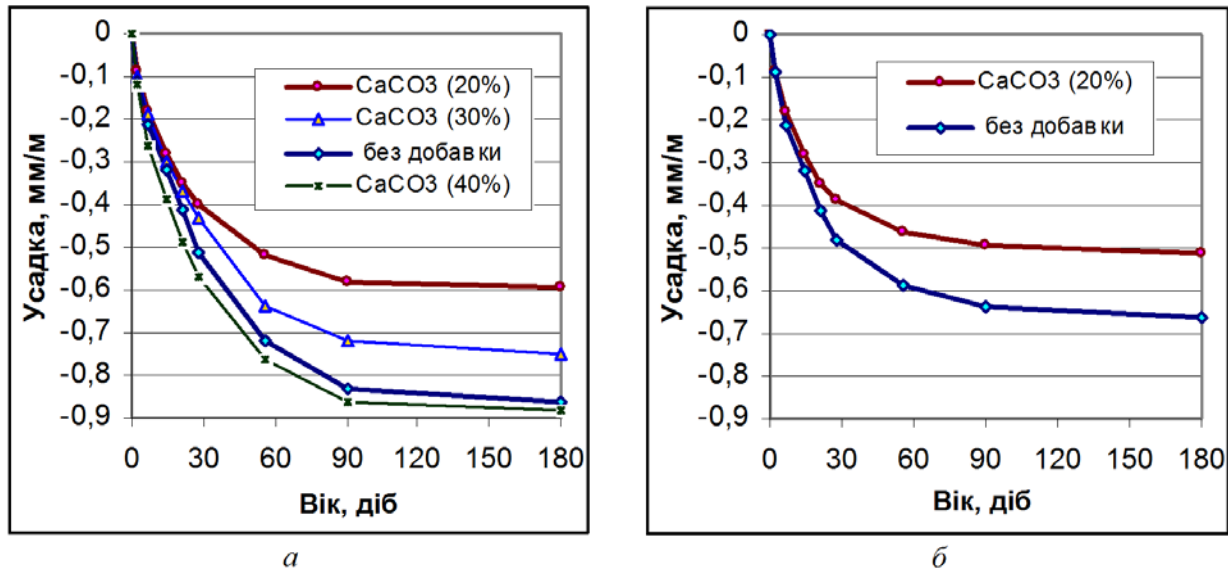


Рис.1. Власні деформації усадки дрібнозернистих бетонів складу 1:1(*a*) та складу 1:3(*б*) на основі лужно-активованих цементів

Fig.1. Natural shrinkage deformations of fine-grained concretes of 1:1 composition (*a*) and 1:3 composition (*b*) based on alkali-activated cements

ВИСНОВКИ

Введення оптимальної кількості добавки $CaCO_3$ дозволило знизити усадку у складі 1:1 з 0,88 до 0,59 мм/м, а у складі 1:3 з 0,66 до 0,51 мм/м. Підвищення дисперсності частинок $CaCO_3$ підсилило структуроутворюючий ефект і ще у більшій мірі зменшило усадкові деформації. Так, використання більш дисперсного кальциту з розміром частинок 5 мкм і 1 мкм дозволило знизити усадку у складах 1:1 до 0,54...0,52 мм/м і у складах 1:3 – до 0,49...0,46 мм/м відповідно.

Це можна пояснити тим, що частинки високодисперсного $CaCO_3$ здатні виступати як центри кристалізації і швидко формувати жорсткий кристалічний каркас, який перешкоджає усадці, а також здатні заповнювати пористий простір цементного каменю і формувати більш щільну структуру. Все це забезпечує зниження усадкових деформацій.

Враховуючи, що розмір частинок кальциту співставний з розмірами капілярів цементного каменю, можна припустити, що присутність кальциту в оптимальній кількості буде сприяти, у цілому, утворенню щільної і жорсткої структури цементного каменю типу "мікробетону".

Доведена можливість отримання високоміцних лужно-активованих реакційно-порошкових бетонів зі зниженою усадкою шляхом максимального ущільнення структури та підвищення ступеня закристалізованості продуктів гідратації цементної матриці. Окрім лужної активації, значимими факторами міцності таких бетонів виділено вміст цементу, агрегатний стан лужного компоненту, зерновий склад заповнювача.

Встановлено, що збільшення частки лужно-активованого цементу у системі "в'язуча речовина: пісок" від 1:3 до 1:1 зумовлює підвищення міцності на стиск бетонів у межах 75,7...83,3% при забезпеченні значень 35,7; 55,1; 63,8; 73,6; 87,5 і 104,5 МПа на 1, 2, 3, 7, 28 і 90 добу відповідно.

Розкрита роль агрегатного стану лужного компоненту – використання метасилікату натрію у вигляді водного розчину значно інтенсифікує структуроутворення цементного каменю на самих ранніх стадіях гідратації. Це обумовлює подальше підвищення кінетики розвитку міцності бетону при забезпеченні міцності на стиск 49,1; 73,8; 81,1; 87,8; 96,3 і 120,6 МПа відповідно на 1, 2, 3, 7, 28 і 90 добу. Оптимізація зернового

складу дрібного заповнювача дозволяє додатково підвищити міцнісні показники – 52,3; 76,3; 85,0; 94,3; 100,6 і 124,7 МПа відповідно. Висока тріщиностійкість та ударна в'язкість бетону підтверджується співвідношеннями міцності на стиск до міцності на згин у межах 5,3...5,9 у віці 28 діб.

Виявлено, що ущільнення мікроструктури та інтенсифікація кристалізаційних процесів в цементній матриці досягається модифікацією добавкою тонкодисперсного карбонату кальциту (CaCO_3) і визначає зменшення деформацій усадки бетону в 1,3...1,5 рази на момент стабілізації через 90 днів. Крім того, зменшення розміру частинок кальциту зумовлює прискорення та поглиблення структуроутворюючих процесів реакційно-порошкових бетонів і ще більше зменшення усадкових деформацій.

Показано зменшення впливу гранулометрії піску на міцність бетону зі збільшенням вмісту цементу. Зазначений ефект обумовлений "плаваючим" розміщенням піску у цементної матриці. Міцність у цьому випадку забезпечується щільністю мікроструктури бетону.

У результаті вказаних заходів отримано високоміцний лужно-активованій цементний реакційно-порошковий бетон класу міцності С80/95 з високою кінетикою ранньої міцності (52,3; 76,3; 85 МПа на 1, 2, 3 добу відповідно), високою тріщиностійкістю (відношення міцності на стиск до міцності на згин 5,3...5,9) та зниженими деформаціями усадки.

ПОДЯКА

Автори висловлюють подяку Міністерству освіти і науки України за фінансову підтримку проекту (реєстраційний № 0123U101832), який виконуються за рахунок бюджетного фінансування у 2023...2025 рр.

ЛІТЕРАТУРА

1. Реакційно-порошкові бетони і матеріали на їх основі: монографія / за редакцією д.т.н., професора Л.Й. Дворкіна. – Рівне : НУВГП, 2020. – 305 с

2. Pourbaba M, Chakraborty R, Pourbaba M, Belarbi A, Yeon J H. A New insight into the design compressive strength of ultra-high performance concrete. *Buildings* 2023, 13, 2909. <https://doi.org/10.3390/buildings13122909>
3. Krivenko P, Petropavlovskii O, Vozniuk H, Lakusta S. The development of alkali-activated cement mixtures for fast rehabilitation and strengthening of concrete structures. *Procedia Engineering*. 2017. Vol. 195. P. 142-146. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.04.536>
4. Du J, Meng W, Khayat KH. New development of ultra-high-performance concrete (UHPC). *Composites Part B Engineering*. 2021; 224(9):109220. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2021.109220>.
5. Sanytsky M, Kropyvnytska T, Vakhula O, Bobetsky Y. Nanomodified ultra high-performance fiber reinforced cementitious composites with enhanced operational characteristics. *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2024; 438: 362–371. https://doi.org/10.1007/978-3-031-44955-0_36
6. Li J, Wu Z, Shi C, Yuan Q, Zhang Z. Durability of ultra-high performance concrete – A review. *Construction and Building Materials*. 2020; 255: 119296. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119296>.
7. Marvila MT, de Azevedo ARG, de Matos PR, Monteiro SN, Vieira CMF. Materials for production of high and ultra-high performance concrete: review and perspective of possible novel materials. *Materials*. 2021; 14(15):4304. <https://doi.org/10.3390/ma14154304>.
8. Aydın S, Baradan B. Engineering properties of reactive powder concrete without Portland cement. *ACI Materials Journal*. 2013; 110(6): 619-627.
9. Mayhoub OA, Nasr E.-SAR, Ali YA, Kohail M, The influence of ingredients on the properties of reactive powder concrete: a review. *Ain Shams Engineering Journal*. 2021; 12: 145–158. <https://doi.org/10.1016/j.asej.2020.07.016>
10. Ahmad S, Zubair A, Maslehuddin M. Effect of key mixture parameters on flow and mechanical properties of reactive powder concrete. *Construction and Building Materials*. 2015; 99: 73–81. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.09.010>
11. Yalçınkaya Ç, Yazıcı H. Early-age shrinkage properties of ecofriendly reactive powder concrete with reduced cement content. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*. 2019.

- <https://doi.org/10.1080/19648189.2019.1665105>.
12. **Ahmed S, Al-Dawood Z, Abed F, Mannan MA, Al-Samarai M.** Impact of using different materials, curing regimes, and mixing procedures on compressive strength of reactive powder concrete - A review. *Journal of Building Engineering*. 2021; 44: 103238, <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.103238>.
 13. **Naqi A, Jang JG.** Recent progress in green cement technology utilizing low-carbon emission fuels and raw materials: a review. *Sustainability*. 2019; 11: 537. <https://doi.org/10.3390/su11020537>.
 14. **Sanytsky M, Kropyvnytska T, Ivashchysyn H.** Sustainable modified pozzolanic supplementary cementitious materials based on natural zeolite, fly ash and silica fume. IOP Conference Series: Earth and Environmental Science. 2023; 1254: 012004. <https://doi.org/10.1088/1755-1315/1254/1/012004>
 15. **Kryvenko P, Rudenko I, Sikora P, Sanytsky M, Konstantynovskyi O, Kropyvnytska T.** Alkali-activated cements as sustainable materials for repairing building construction: a review. *Journal of Building Engineering*. 2024; 90: 109399. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2024.109399>
 16. **Кривенко П. В., Руденко І. І., Гелевера О. Г., Разсамакін А. В.** Вплив агрегатного стану лужного компоненту на властивості лужно-активованих цементів. *Збірник наукових праць "Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди"*, №44, С.39-50. 2023. <https://doi.org/10.31713/budres.v0i44.05>
 17. **Aydin S, Baradan B.** High temperature resistance of alkali-activated slag- and Portland cement-based reactive powder concrete. *ACI Materials Journal*. 2012; 109(4): 463. <https://doi.org/10.14359/51683921>.
 18. **Aydin S, Baradan B.** Sulfate resistance of alkali-activated slag and Portland cement based reactive powder concrete. *Journal of Building Engineering*. 2021; 43: 103205. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.103205>.
 19. **Krivenko P, Rudenko I, Konstantynovskyi O.** Effect of technological factors on freeze-thaw resistance of alkali-activated slag cement concrete in NaCl solution. AIP Conference Proceedings. 2023; 2684: 040011 <https://doi.org/10.1063/5.0120034>.
 20. **Krivenko P, Rudenko I, Konstantynovskyi O, Razsamakin A.** Sustainable performance of alkali-activated blast furnace cement concrete with high freeze-thaw resistance. IOP Conference Series: Earth and Environmental Science. IOP Publishing. 2023; 1254: 012003. <https://doi.org/10.1088/1755-1315/1254/1/012003>.
 21. **Krivenko P, Rudenko I, Konstantynovskyi O, Boiko O, Vaičiukynienė D.** Effect of sodium phosphate and sodium nitrate on microstructure of alkali-activated slag cement pastes and properties of reinforced concrete under cyclic drying-wetting in sea water. AIP Conference Proceedings. 2023; 2840: 020006-1–020006-11. <https://doi.org/10.1063/5.0168007>.
 22. **Yao W, Shi Y, Xia K, Peterson K.** Dynamic fracture behavior of alkali-activated mortars: Effects of composition, curing time and loading rate. *Engineering Fracture Mechanics*. 2019; 208: 119-130. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2019.01.017>
 23. **Kryvenko PV, Gots VI, Petropavlovskiy OP, Rudenko II, Konstantynovskyi OP.** Complex shrinkage-reducing additives for alkali activated slag cement fine concrete. *Solid State Phenomena*. Vol. 321. 2021; 321: 165–170. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/SSP.321.165>.
 24. **Krivenko P, Rudenko I, Konstantynovskyi O.** Comparison of influence of surfactants on thermokinetic characteristics of alkali-activated slag cement. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*. 2021; 6(6 (114)): 39–48. <https://doi.org/10.15587/1729-4061.2021.245916>
 25. **Ahmed M, El Hadi KM, Hasan MA, Mallick J, Ahmed A.** Evaluating the corelationship between concrete flexural tensile strength and compressive strength. *International Journal of Structural Engineering*. 2014; 5[2]: 115–131. <https://doi.org/10.1504/IJSTRUCTE.2014.060902>

REFERENCES

1. Реакційно-порошкові бетони і матеріали на їх основі : монографія / за редакцією д.т.н., професора **L.J.Dvorkina**. – Rivne : NUVGP, 2020. – 305 p.
2. **Pourbaba M, ChakrabortyR, Pourbaba M, Belarbi A, YeonJ H.** New insight into the design compressive strength of ultra-high performance concrete. *Buildings*, (2023) 13, 2909. <https://doi.org/10.3390/buildings13122909>
3. **Krivenko P, Petropavlovskii O, Vozniuk H, Lakusta S.** The development of alkali-activated cement mixtures for fast rehabilitation and strengthening of concrete structures. *Procedia*

- Engineering*. Vol. 195. P. 142-146. (2017).
<https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.04.536>
4. **Du J, Meng W, Khayat KH.** New development of ultra-high-performance concrete (UHPC). *Composites Part B Engineering*.; 224(9):109220 (2021).
<https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2021.109220>
 5. **Sanytsky M, Kropyvnytska T, Vakhula O, Bobetsky Y.** Nanomodified ultra high-performance fiber reinforced cementitious composites with enhanced operational characteristics. *Lecture Notes in Civil Engineering*.; 438: 362–371. (2024)
https://doi.org/10.1007/978-3-031-44955-0_36
 6. **Li J, Wu Z, Shi C, Yuan Q, Zhang Z.** Durability of ultra-high performance concrete – A review. *Construction and Building Materials*. 255: 119296. (2020)
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119296>
 7. **Marvila MT, de Azevedo ARG, de Matos PR, Monteiro SN, Vieira CMF.** Materials for production of high and ultra-high performance concrete: review and perspective of possible novel materials. *Materials*. 14(15):4304. (2021)
<https://doi.org/10.3390/ma14154304>
 8. **Aydın S, Baradan B.** Engineering properties of reactive powder concrete without Portland cement. *ACI Materials Journal*.; 110(6): 619-627. (2013).
 9. **Mayhoub OA, Nasr E.-SAR, Ali YA, Kohail M.** The influence of ingredients on the properties of reactive powder concrete: a review. *Ain Shams Engineering Journal*.; 12: 145–158. (2021)
<https://doi.org/10.1016/j.asej.2020.07.016>
 10. **Ahmad S, Zubair A, Maslehuiddin M.** Effect of key mixture parameters on flow and mechanical properties of reactive powder concrete. *Construction and Building Materials*; 99: 73–81. (2015).
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.09.010>
 11. **Yalçınkaya Ç, Yazıcı H.** Early-age shrinkage properties of ecofriendly reactive powder concrete with reduced cement content. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*. (2022)
[DOI: 10.1080/19648189.2019.1665105](https://doi.org/10.1080/19648189.2019.1665105)
 12. **Ahmed S, Al-Dawood Z, Abed F, Mannan MA, Al-Samarai M.** Impact of using different materials, curing regimes, and mixing procedures on compressive strength of reactive powder concrete - A review. *Journal of Building Engineering*.; 44: 103238. (2021).
<https://doi.org/10.1016/j.job.2021.103238>
 13. **Naqi A, Jang JG.** Recent progress in green cement technology utilizing low-carbon emission fuels and raw materials: a review. *Sustainability*.; 11: 537. (2019).
<https://doi.org/10.3390/su11020537>
 14. **Sanytsky M, Kropyvnytska T, Ivashchyshyn H.** Sustainable modified pozzolanic supplementary cementitious materials based on natural zeolite, fly ash and silica fume. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*.; 1254: 012004. (2023).
<https://doi.org/10.1088/1755-1315/1254/1/012004>
 15. **Kryvenko P, Rudenko I, Sikora P, Sanytsky M, Konstanytskyi O, Kropyvnytska T.** Alkali-activated cements as sustainable materials for repairing building construction: a review. *Journal of Building Engineering*.; 90: 109399. (2024)
<https://doi.org/10.1016/j.job.2024.109399>
 16. **Kryvenko P. V., Rudenko I. I., Gelevera O. G., Razsamakin A. V.** Vplyv agregat-nogo stanu luzhnogo komponentu na vlasty-vosti luzhno-aktyvovanyh cementiv. *Zbirnyk naukovykh prac' "Resursoekonomni materialy, konstrukcii, budivli ta sporudy"*, №44, P.39-50. (2023).
<https://doi.org/10.31713/budres.v0i44.05>
 17. **Aydın S, Baradan B.** High temperature resistance of alkali-activated slag- and Portland cement-based reactive powder concrete. *ACI Materials Journal*.; 109(4): 463. (2012).
<https://doi.org/10.14359/51683921>
 18. **Aydın S, Baradan B.** Sulfate resistance of alkali-activated slag and Portland cement based reactive powder concrete. *Journal of Building Engineering*.; 43: 103205. (2021).
<https://doi.org/10.1016/j.job.2021.103205>
 19. **Krivenko P, Rudenko I, Konstanytskyi O.** Effect of technological factors on freeze-thaw resistance of alkali-activated slag cement concrete in NaCl solution. *AIP Conference Proceedings*.; 2684: 040011. (2023).
<https://doi.org/10.1063/5.0120034>
 20. **Krivenko P, Rudenko I, Konstanytskyi O, Razsamakin A.** Sustainable performance of alkali-activated blast furnace cement concrete with high freeze-thaw resistance. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*. IOP Publishing.; 1254: 012003. (2023).
<https://doi.org/10.1088/1755-1315/1254/1/012003>

21. **Krivenko P, Rudenko I, Konstantynovskiy O, Boiko O, Vaičiukynienė D.** Effect of sodium phosphate and sodium nitrate on microstructure of alkali-activated slag cement pastes and properties of reinforced concrete under cyclic drying-wetting in sea water. *AIP Conference Proceedings*; 2840: 020006-1–020006-11. (2023).
<https://doi.org/10.1063/5.0168007>
22. **Yao W, Shi Y, Xia K, Peterson K.** Dynamic fracture behavior of alkali-activated mortars: Effects of composition, curing time and loading rate. *Engineering Fracture Mechanics*; 208: 119-130. (2019)
<https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2019.01.017>
23. **Kryvenko, P. V.; Gots, V. I.; Petropavlovskiy, O. N.; Rudenko, I. I.; Konstantynovskiy, O. P.** Complex Shrinkage-Reducing Additives for Alkali Activated Slag *Cement Fine Concrete*. *SSP*, 321, 165–170. (2021).
<https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/SSP.321.165>
24. **Krivenko P, Rudenko I, Konstantynovskiy O.** Comparison of influence of surfactants on thermokinetic characteristics of alkali-activated slag cement. *Eastern - European Journal of Enterprise Technologies*; 6(6 (114): 39–48. (2021).
<https://doi.org/10.15587/1729-4061.2021.245916>
25. **Ahmed M, El Hadi KM, Hasan MA, Mallick J, Ahmed A.** Evaluating the co-relationship between concrete flexural tensile strength and compressive strength. *International Journal of Structural Engineering*; 5[2]: 115–131. (2014).
<https://doi.org/10.1504/IJSTRUCTE.2014.060902>

REACTIONARY POWDER CONCRETE BASED ON ALKALI-ACTIVATED CEMENT

*Igor RUDENKO,
Oleksandr GELEVERA,
Oleksandr KONSTANTYNOVS'KYJ,
Andrij RAZSAMAKIN*

Abstract. The development of reactive powder concretes based on alkali-activated cements for the construction and protection of critical infrastructure is of worldwide importance for improving the safety of their exploitation. The factors influencing the kinetics of strength gain and drying shrinkage of reactive powder concretes using sodium silicate pentahydrate as an alkaline activator were determined. It was shown that increasing the ratio of alkali-activated cement to sand from 1:3 to 1:1 and using the activator in the liquid state increased the concrete strength gain: the compressive strength was 52.3 MPa, 85.0 MPa, 100.6 MPa, and 124.7 MPa at the ages of 1, 3, 28, and 90 days of hardening, respectively. The ratio of compressive strength to flexural strength was 5.3...5.9 at an age of 28 days, indicating a high fracture toughness of the obtained material. An increase in the content of alkali-activated cement in concrete determined a decrease in the influence of sand granulometry on concrete strength, due to its “floating” placement in the cement matrix. The introduction of a fine calcite additive ensured to reduce the shrinkage of concrete by 1.3...1.5 times at an age of 90 days due to the densification of the microstructure and the intensification of crystallisation processes. The implementation of these measures resulted in a high strength alkali-activated cement reactive powder concrete of strength class C80/95, high fracture toughness and reduced drying shrinkage.

Keywords: reactive powder concrete; alkali-activated cement; high strength; drying shrinkage

Стаття надійшла до редакції 30.09.2024

НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ ПЛИТ ПРИ ДІЇ РОЗПОДІЛЕНОГО НАВАНТАЖЕННЯ

Олег СКОРУК

Київський національний університет будівництва і архітектури,
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037
2120756@ukr.net, <http://orcid.org/0000-0001-7106-4368>

Анотація. У сучасних умовах швидкого розвитку будівельної галузі виникає потреба у використанні бетонів високої міцності, створенні інноваційних конструктивних систем та дослідженні ефективних будівельних матеріалів і конструкцій. Одним із найефективніших матеріалів нового покоління є сталеві фібробетон, який завдяки своїм винятковим властивостям активно застосовується у сучасному будівництві.

Дослідження несучої здатності [4, 9, 15] є важливим напрямком у будівельній інженерії, оскільки вони дають змогу оцінити експлуатаційні можливості плит та розробити ефективні способи підвищення їхньої несучої здатності, деформативності і стійкості до появи тріщин.

У рамках роботи було проведено комплексні експериментальні дослідження для оцінки напружено-деформованого стану плит із різними типами армування. Досліджувалися залізобетонні та фібробетонні плити, з метою порівняння їхньої поведінки під навантаженням залежно від способу армування.

Результати експериментів [2, 3, 7] показали високу ефективність фібри у покращенні характеристик міцності плит. Сталеві волокна сприяють підвищенню міцності конструкцій і зменшенню проявів тріщиноутворення.

Таким чином, вибір типу дисперсного армування залежить від конкретних експлуатаційних вимог конструкції. Застосування дисперсного армування у будівництві значно підвищує міцнісні характеристики, тріщино-стійкість і довговічність конструкцій, зокрема і плит, роблячи їх більш надійними та стійкими до різного типу навантаження і тому числі і експлуатаційних навантажень.



Олег СКОРУК

асистент кафедри
залізобетонних та кам'яних
конструкцій

Ключові слова: несуча здатність; плита; навантаження; фібра.

ВСТУП

Фібробетон є сучасним композитним матеріалом, до складу якого можуть входити дрібні волокна різного типу, такі як сталеві, поліпропіленові, скловолонисті тощо. У цьому дослідженні вивчалися властивості фібробетону, армованого сталевими фібрами. Цей матеріал характеризується такими покращеними механічними показниками, зокрема підвищеною міцністю на розтяг і високою тріщиностійкістю.

Застосування сталевих фібр [13] сприяє підвищенню несучої здатності, зменшенню утворення і розвитку мікротріщин, що забезпечує підвищення міцності, довговічності та стійкості матеріалу до динамічних і циклічних навантажень. Завдяки таким властивостям фібробетон є перспективним матеріалом для використання в будівельних конструкціях, що вимагають високих експлуатаційних характеристик.

Несуча здатність елемента є вагомим параметром, що вказує на надійність і довговічність будь-якої конструкції.

МЕТА РОБОТИ

Це дослідження присвячене визначенню несучої здатності та напружено-деформованого стану плит із різними видами армування, включаючи фіброве. Метою є оцінка ефективності застосованих методів армування для підвищення міцності та довговічності конструкцій.

ЗАДАЧІ ДОСЛІДЖЕННЯ

Для досягнення поставленої мети виконувалися наступні завдання:

1. розробка оптимального складу компонентів для виготовлення дослідних зразків;
2. проведення робіт по виготовленню зразків плит;
3. проведення необхідних випробувань для оцінки їх властивостей;
4. обробка отриманих результатів та їх аналіз.

Складання відповідних висновків.

Розв'язання цих завдань дозволяє досягти мети дослідження — оцінити вплив різних методів армування на несучу здатність і напружено-деформований стан плит різних типів, їхню несучу здатність та експлуатаційну надійність.

МЕТОДИКА ПРОВЕДЕННЯ ДОСЛІДЖЕНЬ

Табл. 1. Види елементів.

Table 1. Types of elements.

№ елемента	Найменування	Опис/назва
I	ФШПК1	Фібробетонний шаруватий комбіновано-армований елемент
II	ЗП1	Залізобетонний елемент
III	ФШП1	Фібробетонний шаруватий елемент

При виготовленні дослідних зразків фібробетону використовували сталеві фібри, що відповідають стандарту ГОСТ 380-2005. Довжина фібри становила приблизно 50 мм, а діаметр — 1,2 мм. Тимчасовий опір фібри на розрив не менше 600 МПа, що вказує на її високу міцність.

Формування і виготовлення дослідних екземплярів наведено на рис. 1, 2.



Рис. 1. Процес виготовлення експериментальних зразків плит. Автор фото Скорук О.

Fig. 1. The process of manufacturing experimental slab samples. Photo by Skoruk O.

Проведення експериментальних досліджень зразків з застосуванням сучасних методів вимірювання та обробки результатів дало розуміння про їх несучу здатність при дії розподіленого навантаження.

Дослідження різних властивостей виконувалося для виготовлених експериментальних зразків з залізобетону фібробетону та комбіновано-армованих, наведено у таблиці 1. Габарити експериментальних елементів становили 800×800×75 мм.

Додавання фібр до бетонної основи проходило в кілька етапів, що забезпечувало рівномірний розподіл волокон у об'ємі матеріалу. Це важливо для досягнення однорідності і поліпшення механічних властивостей готового бетону. Контроль за рівномірністю розподілу фібр у бетонозмішувачі

є критично важливим для забезпечення якості зразків і їх подальшого використання.



a



b

Рис.2. Процес виготовлення зразків:
a – приготування бетонної суміші;
b – бетонування дослідного зразка.
 Автор фото Скорук О.

Fig.2. Sample making process. Photo by Skoruk O.

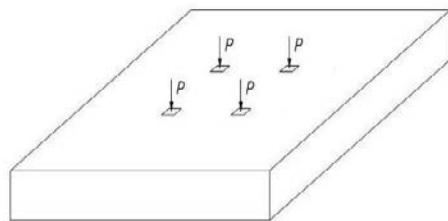


Рис. 3. Схема розташування навантаження.

Fig 3. Load location diagram

ПРОВЕДЕННЯ ДОСЛІДЖЕНЬ

Експериментальні дослідження проводили з використанням зразків плит, що мають габарити 800×800×75 мм.

Передача навантаження на дослідні зразки передавалося через 4 точки, розташованих у центральній частині зразка (див. рис. 3, 4), що дозволяло забезпечити точність передачі зосереджених сил.

Для армування фібробетонних плит (зразки ФШПК1, ФШП1) використовували сталеві фібри в рівних пропорціях, що забезпечувало покращення несучої здатності, тріщиностійкості та загальної міцності матеріалу. Дослідження прогинів плит проводилося відповідно до експериментальної програми, наведеної в таблиці 1, з фіксацією значень при різних рівнях навантаження.

Армування залізобетонних плит виконувалося за допомогою арматурних стержнів Ø 5 мм класу Вр-І. Розміщення арматурних стержнів у зоні розтягу бетону забезпечувалося з урахуванням захисного шару товщиною 15 мм, що відповідало вимогам нормативної документації. Така конструкція гарантувала оптимальне сприйняття зовнішніх навантажень і підвищувала довговічність зразків.

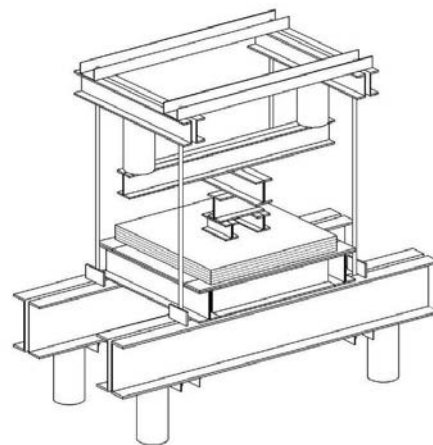


Рис. 4. Устаткування для проведення дослідів.
Fig. 4. Equipment for conducting experiments.

Для забезпечення високої точності вимірювань у процесі випробувань на кожній плиті застосовано прогиномір Максимова, що дозволяло точно реєструвати найменші зміни у деформаціях та прогинах під час навантаження. Що дозволило детально вивчити внутрішні зусилля плит при різних рівнях навантаження.

Для оцінки розвитку тріщин на плитах застосовувався мікроскоп, що дозволило точно спостерігати за утворенням тріщин, їх ростом і змінами в області найбільшого розкриття. Це важливий етап дослідження, оскільки дозволяє оцінити поведінку матеріалу під впливом різних навантажень і прогнозувати можливі зони руйнування.

Навантаження прикладалося поступово, ступенями, що дало змогу отримати детальну картину реакції плит на різні ступені

навантаження. Поздовжні деформації реєструвалися за допомогою індикаторів і тензодатчиків, що забезпечувало точні дані про зміну форми плит. Прогини вимірювалися за допомогою прогиномірів Максимова, встановлених з обох сторін у середині прольоту, що дозволяло врахувати симетричність деформацій і точніше оцінити їхнє значення.

Завдяки такій комбінації точних вимірювальних інструментів, було можливе комплексне дослідження не тільки механічних властивостей плит, а й їхньої поведінки під дією реальних навантажень. Це дозволяє зробити висновки щодо ефективності різних видів армування для покращення міцності, тріщиностійкості та довговічності конструкцій.

Табл. 2. Параметри матеріалів за результати лабораторних випробувань.

Table 2. Material parameters based on laboratory test results.

№ п/п	Параметр, розмірність	Матеріали		
		Бетон	Фіробетон	Арматура армування зразків
1	ν коефіцієнт Пуасона	0,2	0,2	0,3
2	R_o , т/м ³	2,5	2,5	7,85
3	$E_{b(s)}$, т/м ² модуль Юнга	$2,4 \times 10^6$	$3,5 \times 10^6$	$1,7 \times 10^7$
4	$\sigma^{(-)}$, т/м ²	2668	3624	36000
5	$N_{куб}$, МПа кубикова міцність на стиск	39,2	40	-
6	$N_{призм(-)}$, МПа призмове міцність на стиск	33,32	34	-
7	$\sigma^{(+)}$, т/м ²	149	297	36000
8	$N_{призм(+)}$, МПа призмове міцність на розтяг	1,46	1,58	-

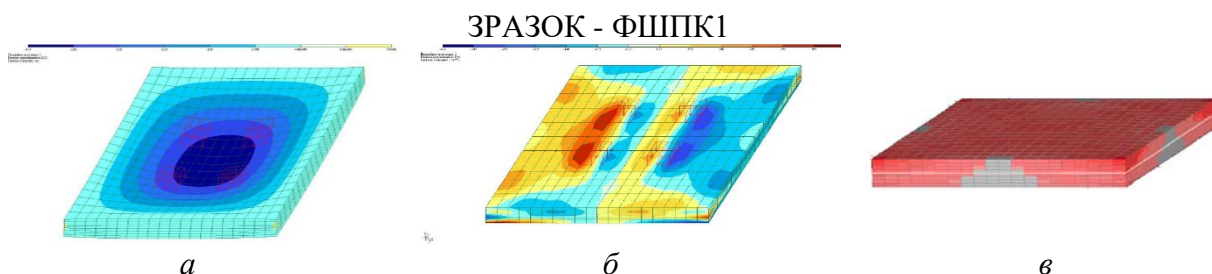


Рис. 5. Результати випробування.

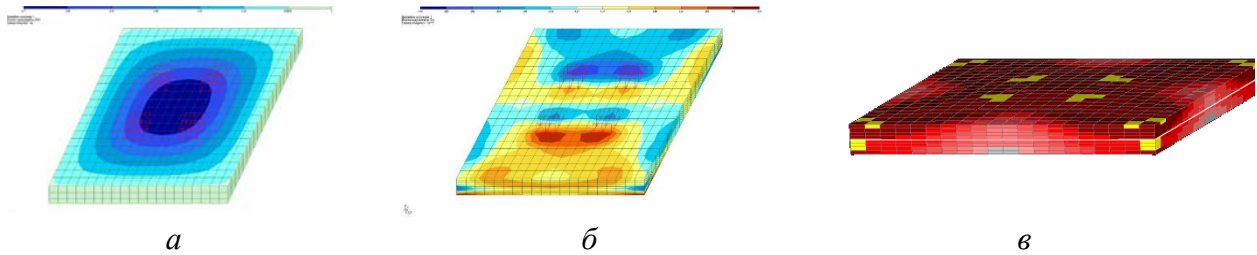
a - Ізополя переміщень; *б* - Ізополя напружень; *в* - Ізополя ділянок розтягу і утворення тріщин

Fig. 5. Test results. *a* - Isofields of displacements; *b* - Stress isofields; *c* - Isofields of tensile and crack formation areas

Табл. 3. Зусилля руйнування і тріщиноутворення дослідних плит.**Table 3.** Cracking force of test slabs.

№ зразка	Марка	Загальне зусилля на плиту, кН	Зусилля тріщиноутворення, кН
II	ФШПК1	47,4	9,2

ЗРАЗОК – ЗПІ

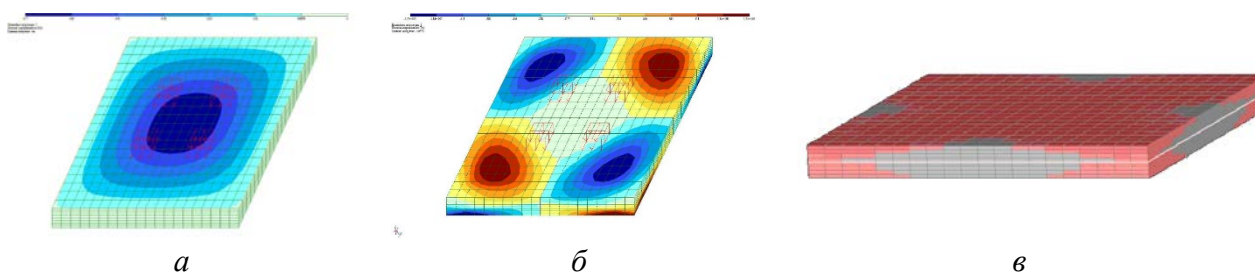
**Рис. 6.** Результати випробування.

a - Ізополя переміщень; *б* - Ізополя напружень; *в* - Ізополя ділянок розтягу і утворення тріщин

Fig. 6. Test results. *a* - Isofields of displacements; *b* - Stress isofields; *c* - Isofields of tensile and crack formation areas**Табл. 4.** Зусилля руйнування і тріщиноутворення дослідних плит.**Table 4.** Cracking force of test slabs.

№ зразка	Марка	Загальне зусилля на плиту, кН	Зусилля тріщиноутворення, кН
II	ЗПІ	42,5	4,3

ЗРАЗОК – ФШПІ

**Рис. 7.** Результати випробування.

a - Ізополя переміщень; *б* - Ізополя напружень; *в* - Ізополя ділянок розтягу і утворення тріщин

Fig. 7. Test results.

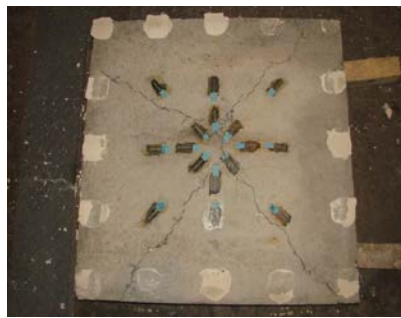
a - Isofields of displacements; *b* - Stress isofields; *c* - Isofields of tensile and crack formation areas

Табл. 5. Зусилля руйнування і тріщиноутворення дослідних плит.**Table 5.** Cracking force of test slabs.

№ зразка	Марка	Загальне зусилля на плиту, кН	Зусилля тріщиноутворення, кН
III	ФШПІ	61,3	11,4



Плита ФШПК1
Plate FSHPK1



Плита ЗП1
Plate ZP1



Плита ФШП1
Plate FSHP1

Рис. 8. Результати руйнування і розвитку тріщин нижньої поверхні плит.

Fig. 8. Results of fracture and crack development of the lower surface of the slabs.

У зазначених вище таблицях 3-5 наведені показники значення навантажень, при яких виникли перші тріщини та при яких відбулося руйнування зразків.

У процесі випробування реалізувалися різні методи роботи елемента у стиснутій зоні, які показали роботу зразка на етапі без тріщин та роботу з наявними тріщинами у стиснутій зоні.

Процес роботи кожного зразка, включаючи і руйнування поділяється на такі етапи:

- рівномірного розподілення навантаження;
- робота зразка до появи перших тріщин;
- звичайна експлуатація, тобто робота з наявними і можливими тріщинами;
- вичерпання несучої здатності.

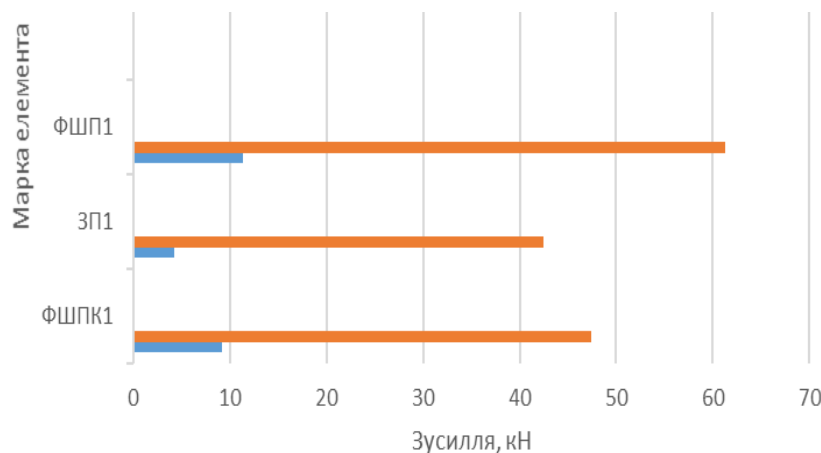


Рис. 9. Діаграма зусилля несучої здатності і початкового етапу утворення тріщин для плит.

Fig. 9. Diagram of load-bearing capacity and initial stage of cracking for slabs.

Запропонований тип і вид армування елементів які розглядалися у даних дослідженнях при дії розподіленого навантаження, у наслідок проведеного експерименту вказав на очікуваний і прогнозований вид втрати несучої здатності.

Нижня площина поверхні дослідних елементів покрилася тріщинами які утворювалися по бісектрисах кутів, що з'єднували кути з центром, формуючи характерний "конверт".

На верхній площині елементів втрата несучої здатності проявлялося по лініях зламу, в залежності від виду застосованого бетону для стиснутої зони. Такі лінії свідчать про напрям основних напружень і особливості тріщиноутворення.

- зразки типу П, де стиснута зона представлена звичайним бетоном, втрата несучої здатності відбувалася по лініях, що відповідали діагональному розташуванню тріщин нижньої площини зразків.

- зразки типу I та III, з стиснутою зоною із сталевібробетону, руйнування практично не спостерігалось, що свідчить про їхню високу міцність.

На основі результатів вимірювань прогинів різних типів плит зроблено висновок, що трикутна форма епюри напружень є найбільш доцільною для опису їх роботи і напружень що у них виникають.

ВИСНОВКИ

1. Отримані результати експериментальних досліджень дозволяють оцінити вплив різних методів армування на міцність зразків. Аналіз показав, що характеристики важкого бетону, сталевібробетону та арматури по-різному впливають на несучу здатність конструкцій. Зокрема, застосування сталевих волокон суттєво покращує властивості зразків, збільшуючи їхню міцність та стійкість до утворення і поширення тріщин.
2. Результати досліджень засвідчать, що всі зразки зазнали руйнування за нормальними перерізами під впливом згинальних моментів.
3. Проведені експериментальні дослідження підтвердили ефективність застосування шаруватих плит. Дані плити показали значне покращення міцності та експлуатаційних характеристик у порівнянні з звичайними аналогами з залізобетону.
4. Проведені випробування і отримані результати дають можливість зробити висновок стосовно позитивного впливу фібрового армування металевими волокнами на збільшення показників міцності, тріщиностійкості та зниження прогинів елементів. Що відповідно вказує на те що фібробетон є сучасним матеріалом який доцільно застосовувати при виробництві будівельних конструкцій. Особливо плоского типу.

ПРОПОЗИЦІЇ

В результаті даних зазначених вище і отриманих показників можна сформулювати такі пропозиції:

1. Використання у конструкціях сталевібробетону впливатиме на підвищення ресурсу конструкції в цілому та її надійності зокрема, оскільки цей матеріал виявляє високу стійкість до тріщиноутворення і зменшує прогини при навантаженні та підвищує несучу здатність.
2. Оптимізація кількості та розташування арматури й сталевих волокон у матриці основи для підвищення показників з несучої здатності, прогинів і переміщень.
3. Забезпечення належного нагляду за технологією виготовлення та якістю конструкцій, зокрема дотримання правильних пропорцій компонентів, ретельне змішування та укладання матеріалів, а також здійснення інспекції на всіх етапах виготовлення.
4. Проведення подальших експериментальних досліджень для визначенні можливості застосування різного роду фібр і їх вплив на характеристики основи матриці, а також вивчення роботи фібробетонних елементів при дії навантажень різного впливу.

ЛІТЕРАТУРА

1. **ДСТУ-Н Б В.2.6-218:2016.** Настанова з проектування та виготовлення конструкцій з диспечноармованого бетону. – К.: ДП «УкрНДНЦ» 2017. – 32 с.
2. **Скорук О.М., Чорний І.В., Татарченко Г.О.** Прогини тонких сталевібробетонних плит опертих по контуру. *Наукові вісті Давлівського університету № 12, 2017.*
3. **Бабиц Є.М., Дробишинець С.Я.** Дослідження втомленості сталевібробетону при малоцикловому стисненні. *Ресурсо-економічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. - Рівне: Видавництво УДУВП, 2002. - Випуск 8.- с. 55-64.*
4. **Дробишинець С.Я.** Вплив малоциклових навантажень на зміну модуля пружнопластичності сталевібробетону при осьовому стиску.

- Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. - Рівне, 2004. - Випуск 11: - с. 178-183.*
5. **Скорук О.М.** Особливості виготовлення одно-, двошарових бетонних, сталевібробетонних, сталевіброзалізо-бетонних плит. *Містобудування та територіальне планування, Випуск 58, КНУБА, 2015.- С. 468-475*
 6. **Koliakova, V.** (2020). Про вимоги щодо статей, які публікуються у збірнику наукових праць «Будівельні конструкції. Теорія і практика». *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (6), 114–118.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.114-118>
 7. **Скорук О.М.** (2020). Дослідження динамічного впливу від технологічного обладнання на роботу сталевібробетонних плит перекриття. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (7), 121–128.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.7.2020.121-128>
 8. **Руднева І., Прядко, М. Прядко, Г. Тонкачєв.** (2020). Особливості та перспективи використання технологій підсилення будівельних конструкцій композиційними матеріалами при реконструкції споруд. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (7), 12–22.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.7.2020.12-22>
 9. **EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.** – Brussels: GEN, 2004. –226 р.
 10. **EN1990 Eurocode 0: Basis of structural design.**
 11. **Appa Rao G, Kadhavan D.** Nonlinear FE modeling of anchorage bond in reinforced concrete. *International Journal of Research in Engineering and Technology.* – 2013. – Vol. 2, No. 9. – P.377-385.
 12. **Grassl P., Davies T.** Lattice modelling of corrosion induced cracking and bond in reinforced concrete. *Cement and Concrete Composites.* 2011. Vol. 33. No 9. P. 918–924.
 13. **Климов Ю.А., Солдатченко О.С., Орешкин Д.О.** Експериментальні дослідження зчеплення композитної неметалевої арматури з бетоном. *Вісник Національного університету "Львівська Політехніка".-Львів, 2010. – Випуск 662.- С 207-214.*
 14. **BS 449:2005 A2:2009** Steel for the reinforcement of concrete-Welded reinforcing steel-Bar, Coil and decoiled product. *Specification, British Standards, BSi, 2009- 28p.*
 15. **O.D. Zhuravskiy, N.E. Zhuravska, A.M. Bambura.** Features of calculation of prefabricated steel fiber concrete airfield slabs. *International Journal on Technical and Physical Problems of Engineering. Vol. 14. – P.103-107.*
 16. **O.D. Zhuravskiy.** Bearing capacity of steel-fiber-concrete slabs with biaxially prestressed reinforcement. *Strength of Materials and Theory of Structures. Vol. 105. – P.292-301.*
 17. **Журавський О.Д., Горобець А.М.** (2017). Міцність та тріщиностійкість двохосно попередньо-напружених сталевібробетонних плит при поперечному згині. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, 1(1), 181–186.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.1.2017.181-186>
 18. **Сморкалов Д.В.** (2022) Монолітні залізобетонні конструкції з попередньо напруженими канатами. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (10), 136-142.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.10.2022.136-142>
 19. **Постернак О.М., Постернак М.М.** (2022) Вплив невизначеності розрахункової моделі підсилених згинальних елементів. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (10), 158-165.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.10.2022.158-165>
 20. **Zhuravskiy O.D.** Bearing capacity of steel-fiber-concrete slabs with biaxially prestressed reinforcement. *Strength of Materials and Theory of Structures*, 2020, number 105. P.292-301.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.105.2020.292-301>
 21. **Горобець А.М., Журавський О.Д.** (2005) Методика експериментальних досліджень повзучості сталевібробетону при одно-осному і двохосному стиску. *Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій*, (6), 305-310.

REFERENCES

1. **DSTU-N B V.2.6-218:2016.** Nastanova z proektuvannia ta vyhotovlennia konsruktsii z dyspesnoarmovanoho betonu. – K.: DP «UkrNDNTs» 2017. – 32 s.
2. **Skoruk O.M., Chornyi I.V., Tatarchenko H.O.** Prohyny tonkykh stalefibrobetonnykh plyt opertykh po konturu. *Naukovi visti Dalivskoho universytetu № 12, 2017.*
3. **Babych Ye.M., Drobyshynets S.Ia.** Doslidzhennia vtomlenosti stalefibrobetonu pry malotsyklovomu stysnenni. *Resursoekonomni*

- materials, konstruktсии, budivli ta sporudy. - Rivne: Vydavnytstvo UDUVHP, 2002. - Vypusk 8.- s. 55-64.
4. **Drobyshtynets S.Ia.** Vplyv malotsyklovykh navantazhen na zminu modulia pruzhno-plastychnosti stalefibrobetonu pry osovomu stysku. *Resursoekonomni materialy, konstruktсии, budivli ta sporudy: Zbirnyk naukovykh prats.* - Rivne, 2004. - Vypusk 11: - s. 178-183.
 5. **Skoruk O.M.** Osoblyvosti vyhotovlennia odno, dvosharovykh betonnykh, stalefibrobeton-nykh, stalefibrozalizobetonnykh plyt. *Mistobuduvannia ta terytorialne planuvannia*, Vypusk 58, KNUBA, 2015.- S. 468-475
 6. **Koliakova, V.** (2020). Pro vymohy shchodo statei, yaki publikuiutsia u zbirnyku nauko-vykh prats «Budivelni konstruktсии. Teoriia i praktyka». *Budivelni konstruktсии. Teoriia i praktyka*, (6), 114–118.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.114-118>
 7. **Skoruk O.M.** (2020) Doslidzhennia dynamichnoho vplyvu vid tekhnolohichnoho obladnannia na robotu stalefibrobetonnykh plyt perekryttia. *Budivelni konstruktсии. Teoriia i praktyka*, (7), 121-128.
 8. **Rudnieva I., Priadko, M. Priadko Yu., Tonkacheiev H.** (2020) Osoblyvosti ta perspektyvy vykorystannia tekhnolohii pidsylennia budivelnnykh konstruktсии kompozytsiinymy materialamy pry rekonstruktсии sporud. *Budivelni konstruktсии. Teoriia i praktyka*, (7), .12-22.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.7.2020.12-22>
 9. **EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.** - Brussels: GEN, 2004. -226
 10. **EN1990 Eurocode 0: Basis of structural design.**
 11. **Appa Rao G, Kadhavan D.** Nonlinear FE modeling of anchorage bond in reinforced concrete. *International Journal of Research in Engineering and Technology.* - 2013. - Vol. 2, No. 9. - P.377-385.
 12. **Grassl P., Davies T.** Lattice modeling of corrosion induced cracking and bond in reinforced concrete. *Cement and Concrete Composites.* 2011. Vol. 33. No. 9. P. 918–924.
 13. **Klymov Yu.A., Soldatchenko O.S., Orieshkyn D.O.** Eksperymentalni doslidzhennia zchepлення kompozytnoi nemetalevoi armatury z betonom. *Visnyk Natsionalnoho universytetu "Lvivska Politekhnikha".-Lviv, 2010. – Vypusk 662.- S 207-214.*
 14. **BS 449:2005 A2:2009 Steel for the reinforcement of concrete-Welded reinforcing steel-Bar,** Coil and decoiled product. *Specification, Brit-ish Standarts, BSi, 2009- 28p.*
 15. **O.D. Zhuravskiy, N.E. Zhuravska, A.M. Bambura.** Features of calculation of prefabricated steel fiber concrete airfield slabs. *International Journal on Technical and Physical Problems of Engineering.* Vol. 14. – P.103-107.
 16. **O.D. Zhuravskiy.** Bearing capacity of steel-fiber-concrete slabs with biaxially prestressed reinforcement. *Strength of Materials and Theory of Structures.* Vol. 105. – P.292-301.
 17. **Zhuravskiy O.D., Horobets A.M.** (2017) Mitsnist ta trishchynostiikist dvokhosno poperedno-napruzhenykh stalefibrobetonnykh plyt pry poperechnomu zghyni. *Budivelni konstruktсии. Teoriia i praktyka*, (1), 181-186.
 18. **Smorkalov D.V.** (2022) Monolitni zalizobetonni konstruktсии z poperedno napruzhenymy kanatamy. *Budivelni konstruktсии. Teoriia i praktyka*, (10), 136-142.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.10.2022.136-142>
 19. **Posternak O.M., Posternak M.M.** (2022) Vplyv nevyznachenosti rozrakhunkovoi modeli pidsylenykh zghynalnykh elementiv. *Budivelni konstruktсии. Teoriia i praktyka*, (10), 158-165.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.10.2022.158-165>
 20. **Zhuravskiy O.D.** Bearing capacity of steel-fiber-concrete slabs with biaxially prestressed reinforcement. *Strength of Materials and Theory of Structures*, 2020, number 105. P.292-301.
<https://doi.org/10.32347/2410-2547.2020.105.292-301>
 21. **Horobets A.M., Zhuravskiy O.D.** (2005) Metodyka eksperymentalnykh doslidzhen povzuchosti stalefibrobetonu pry odno-osnomu i dvokhosnomu stysku. *Mekhanika i fizyka ruinuvannia budivelnnykh materialiv ta konstruktсии*, (6), 305-310.

BEARING CAPACITY OF PLATES UNDER DISTRIBUTED LOAD

Oleg SKORUK

Summary. In the current conditions of rapid development of the construction industry, there is a need to use high-strength concrete, create innovative structural systems and study effective building materials and structures. One of the most effective materials of the new generation is steel fiber concrete, which, due to its exceptional properties, is actively used in modern construction.

Studies of bearing capacity [4, 9, 15] are an important direction in construction engineering, as they make it possible to assess the operational capabilities of slabs and develop effective methods for increasing their bearing capacity, deformability and resistance to cracking.

As part of the work, comprehensive experimental studies were conducted to assess the

stress-strain state of slabs with different types of reinforcement. Reinforced concrete and fiber concrete slabs were studied in order to compare their behavior under load depending on the method of reinforcement.

The results of the experiments showed the high efficiency of fiber in improving the strength characteristics of slabs. Steel fibers contribute to increasing the strength of structures and reducing the manifestations of cracking.

Thus, the choice of the type of dispersed reinforcement depends on the specific operational requirements of the structure. The use of dispersed reinforcement in construction significantly increases the strength characteristics, crack resistance and durability of structures, including slabs, making them more reliable and resistant to various types of loads, including operational loads.

Keywords: bearing capacity; slab; load; fiber

Стаття надійшла до редакції 30.10.2024

STRUCTURAL BEHAVIOUR ANALYSIS OF A CLT CONNECTION WITH BONDED-IN RODS UNDER SHEAR LOADING

*Andrii BIDA KOV¹; Robert JOCKWER²; Alar JUST³;
Eero TUHKANEN⁴; Dmitrii KOCHKAREV⁵*

¹O.M.Beketov National University of Urban Economy
17, Chornoglazivska St., Kharkiv, Ukraine, 61002

²TU Dresden University of Technology,
9, Prager Str. Dresden, Germany 01069

^{3,4}Tallinn University of Technology,
5, Ehitajate tee Tallinn, Estonia, 19086

⁵National University of Water and Environmental Engineering,
11, Soborna Street, Rivne, Ukraine 33000.

¹bidakov@kname.edu.ua, <https://orcid.org/0000-0001-6394-2247>

²robert.jockwer@tu-dresden.de, <https://orcid.org/0000-0003-0767-684X>

³alar.just@taltech.ee, <https://orcid.org/0000-0002-8001-401X>

⁴eero.tuhkanen@taltech.ee, <https://orcid.org/0000-0003-4730-6069>

⁵d.v.kochkarev@nuwm.edu.ua, <https://orcid.org/0000-0002-4525-7315>

Abstract. The test results presented in this paper show the load-carrying capacity, deformability and failure modes in shear in-plane and out-of-plane of CLT panels with the newly developed solution of a universal connector for CLT timber structures, which offers the possibility of quick and easy installation and assembly, as well as easy disassembly and reuse. This solution shall contribute to the necessary reconstruction of the damages in Ukraine and facilitate the quick restoration of housing as well as providing a long-lasting sustainable and circular connection solutions. The developed connector is a unit in the form of a steel plate on glued-in rods, that are embedded in the CLT panels and developed in the frame of research project “ReConnect - Efficient connections for modular prefabricated timber buildings to help reconstruction in Ukraine”. This allows to connect CLT panels in various arrangements together or to other building parts such as foundations or concrete cores. Connections with glued-in rods are widely used in Eastern European countries, especially in long-span timber structures for buildings of various types. ReConnect is funded by Swedish Institutet, the partners from O.M. Beketov National University of Urban Economy in Kharkiv (Ukraine), Chalmers University of Technology,



Andrii BIDA KOV

Assistant Professor, Department of construction design,
Dr.Sc



Robert JOCKWER

Professor, Chair of Timber Engineering,
Dr.Sc



Alar JUST

Professor, Department of Civil Engineering and Architecture,
Dr.Sc



Eero TUHKANEN

Assistant Professor, Department of Civil Engineering and Architecture,
Dr.Sc



Dmitrii KOCHKAREV

Professor, Chair of Department of Urban Construction and Economy
Dr.Sc

Gothenburg (Sweden), Tallinn University of Technology, (Estonia), and National University of Water and Environmental Engineering in Rivne (Ukraine) are collaborating.

Keywords: glued-in rods (GiR), bonded-in rods, combined loading, group effects, universal joint, CLT panels, connector.

INTRODUCTION BACKGROUND

Building with timber and the shift of the construction sector towards a circular economy are key elements to success in order to achieve a more sustainable built environment and a more sustainable society. Very often the experience, skills, and workmanship regarding timber on the construction site are limited. Besides training also the development of simple connection and detailing solutions need to be developed, that can be easily and safely applied by unskilled personnel. Prefabricated connections with bonded-in rods or bolted connections are examples of such solutions. In their development it is as to be put emphasis on long-lasting sustainable and circular solutions instead of unsustainable single use solutions of buildings. Adaptable buildings that can be extended over time are suitable to provide quick shelter for many and allows the further extension when resources are available. Modular prefabrication of elements allows the fast production, construction, and even reaction to local demands.

There are different examples of connections that can be seen as first steps towards the direction of a universal timber connection systems that allow for high performance, prefabrication, easy application, dis-assembly and reuse. Examples are: Bolts, dowels, screws, or bonded-in steel rods. Especially bonded-in rods allow for a direct transfer of tension forces along the grain direction of the timber. By placing rods at different inclination into the timber, brittle failure in the timber in tension perpendicular to the grain can be prevented and the connection can resist a variety of loading directions. By combining the rods with adequate connection elements into one system, it becomes possible to prefabricate, assemble and disassemble timber components. The rods remain in the timber but

the connector element can be easily adapted and re-connected. Such a connection system has to be developed towards predictability of behaviour, universality in application, reusability and efficiency.

THE PROJECT RECONNECT AND APPLICATION AREA OF CONNECTOR

The project has the objective to develop a novel connection system for timber members that makes it possible to adopt the concepts of reusability, adaptability and circularity of members in timber structures. By optimizing the connection layout, we intend to enhance the performance towards low damage and to avoid brittle failure modes in the timber. The project will reduce the complexity of high-performance connections for timber buildings and lower the entrance barrier towards the use of timber in structures. Often the experience, skills, and workmanship regarding timber on the construction site are limited. Besides training also the development of simple connection and detailing solutions need to be developed, that can be easily and safely applied by unskilled personnel. Prefabricated connections with bonded-in rods or bolted connections are examples of such solutions.

The conducted primary tests of the connector made it possible to evaluate the parameters of strength and deformability relative to the data obtained during calculations using existing methods of glued-in rods as dowels when loading them perpendicularly relative to the axis of the glued-in rod. A statistical analysis of the obtained experimental data was conducted, the characteristic values of the connector strength and the magnitude of the slip module were determined as the main necessary parameters for using this joint in CLT building.

The prefabrication of the proposed connection in the factory and its uniform spacing along the edges of CLT panels makes it possible to produce entire series of unified building components of different sizes and layout solutions, see. The regular spacing allows that the CLT panels can be prefabricated mostly independent

of its later application, and they can be combined in different arrangements in a structure depending on the specific demand.

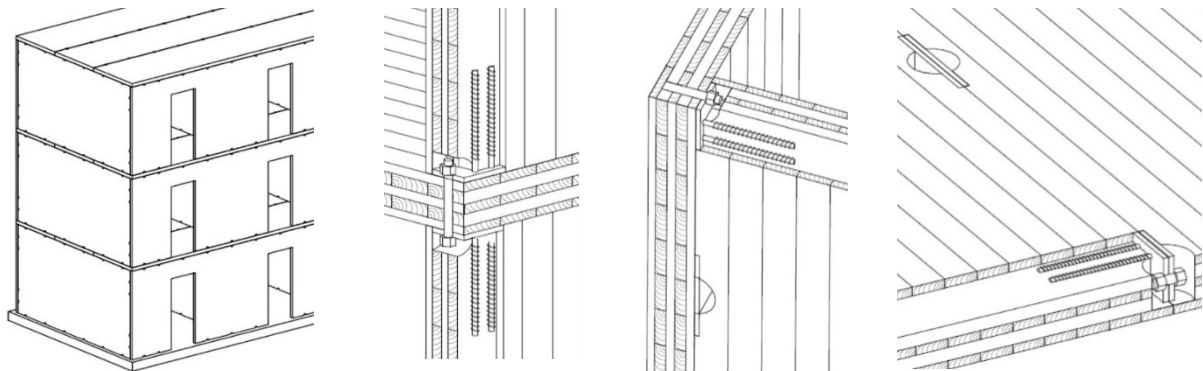


Fig. 1 Options for using a unit in a building made of CLT panels.

Рис.1. Приклад застосування конектору у каркасі будівлі з ПКД панелей

The connector is installed in the side face of CLT panels in a pre-milled recess for the plate and can be completely hidden in the interior or invisible, which is also good in fire conditions

For the first time, this type of connection for CLT panels was proposed [13] in the frame of the EECTC conference in Kharkiv (Ukraine) in 2018. In the conference proceedings tests of glued-in rods in CLT samples were reported (Bidakov et al. 2018), where pull-pull configuration with different variants for their location in the panel cross section were studied. To date, many laboratory tests have already been carried out on glued-in rods in CLT, both single (Andersen & Høier 2016[9], Azinovic et al. 2018[11], Azinovic et al. 2019[12], Jockwer et al. 2023 [15], Stepinac et al. 2013 [17]) and groups of glued-in steel rods (Ayansola et al. 2022) [10], and others [18- 25]. However, this new connection type requires further laboratory testing on the full connection, since the metal plate can redistribute the actions to the different rods. Depending on the loading condition of the CLT panel and subsequently the connector the rods experience various loading conditions, including complex stress states with simultaneous axial loading with pull-out of the rod and lateral loading with the rod acting as a dowel and stressing the timber perpendicular to the grain. Another possible complex combination of stresses is pullout and torsion.

For an initial assessment of the load-bearing capacity of the connection with the steel plate and glued-in rods in a CLT panel and for the evaluation of the prospects for its serial use, analytical calculations and modelling of a 3-story building were carried out.

The current draft version of Eurocode-5 (prEN1995-1-1: 2023,[16]) (prEN 2023) contains recommendations regarding design of bonded-in rods (BiR) and, hence, opens the possibility of a more wide implementation of BiR solutions in practice. The design standard works together with the testing standard for the bondline strength in EN 17334(EN 2021) [14], which assures the high-performance and high quality of the BiR solutions. To consider the variety of loading states acting on the connector, different tests have to be performed. An overview of the possible tests carried out in this project are shown in this project are shown in.

The geometric configuration is provided for connecting CLT panels with a thickness of 100-120 mm since the width of the metal plate is 80 mm and must be hidden. For CLT panels 120-140 mm, it is proposed to use a connector with a plate width of 100 mm, in order to increase the load-bearing capacity of the connection. From a static point of view it is important to reduce the distance from the edge of the panel to the axis of the glued-in rods, which

should, however, not be less than $2.5 d$ according to EOTA TR 070 (EOTA 2019) [5] or prEN1995-1-1:2023 (prEN 2023)[16] in order to avoid splitting. Increasing the distance from the edge of the CLT panel to the axis of the rods

improves furthermore its fire resistance. Hence, the position of the rods in the panel must be carefully chosen to achieve high efficiency and still keep the rods in the longitudinal layers of the panel.

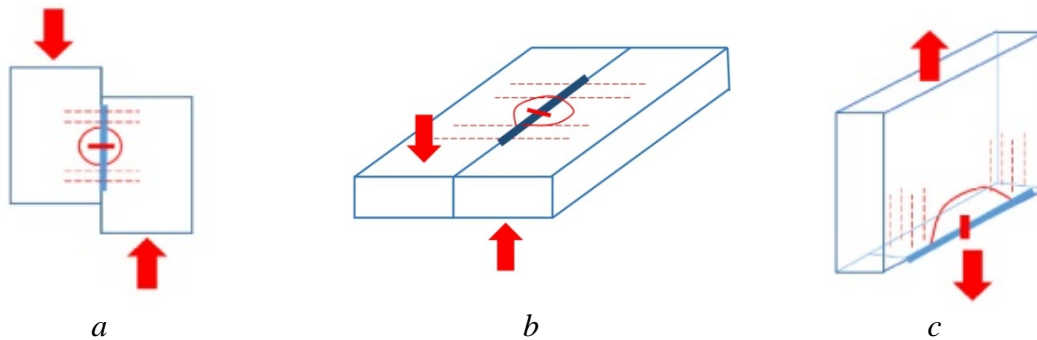


Fig. 2 Test configurations for the connector: shear in-plane *a*- shear out-of-plane *b*, pull-pull *c*

Рис.2.Схеми випробувань конектору: зсув у площині панелей (а), зсув з площини панелей (б), розтяг або висмикування (в).

The option of attaching the plate to the CLT panel with full-threaded screws is also possible as one of the variations of this type of connector. Particularly efficient and low compliance of the connection can be ensured by inclined screws in different directions. Inclined screws have low slip deformations and can be quickly installed in production without quality control of the connection, unlike glued-in steel rods. A connection with screws can be a second equivalent version of the developed system for connecting building frame panels, which is based on the same pitch of standardized connections along the edges of the CLT panel, DLT panels or GLT elements.

MATERIALS AND METHODS

CONNECTOR GEOMETRY

The proposed type of connection consists of a 12 mm thick steel plate (steel grade S355) to which steel bars RiBa A500C diameter 10 mm are welded. The length of the reinforcing bars is 150 mm. The bars are glued into pre-drilled holes using a two-component epoxy adhesive system, see. To distribute the high shearing or pulling forces across the thickness of the CLT panel with its orthotropic and heterogeneous boards, it was decided to use 8 glued-in rods for

the connection. The steel plate has 8 holes for the rods and a centric hole of 23 mm diameter in the middle of the plate for connecting it with a bolt M20 to the other unit in another CLT panel. The connection between the steel plate and the CLT panel is rigid due to the lack of slip deformation in the timber element, and deformations might only occur in bending of the steel plate. This connector can also be attached to reinforced concrete members or foundations. It is also possible to attach such a connector to steel components and structures or even weld them to them with a discontinuous seam. The connector has a semi-circular milled hole in the CLT panel around at $2/3$ of its thickness to allow installation of a bolt or nut

This connector unit makes it possible to assemble and connect CLT panels in 6 main cases: a) two floor panels parallel to the span, b) two wall panels in a planar manner, c) two wall panels at the corner of a building (L shape), d) a longitudinal wall panel and a transverse wall or partition wall (T-shape), e) wall panel to the foundation, f) floor to wall joint. It is also possible to attach beams and columns to CLT panels using the proposed unit in combination with glulam beams.

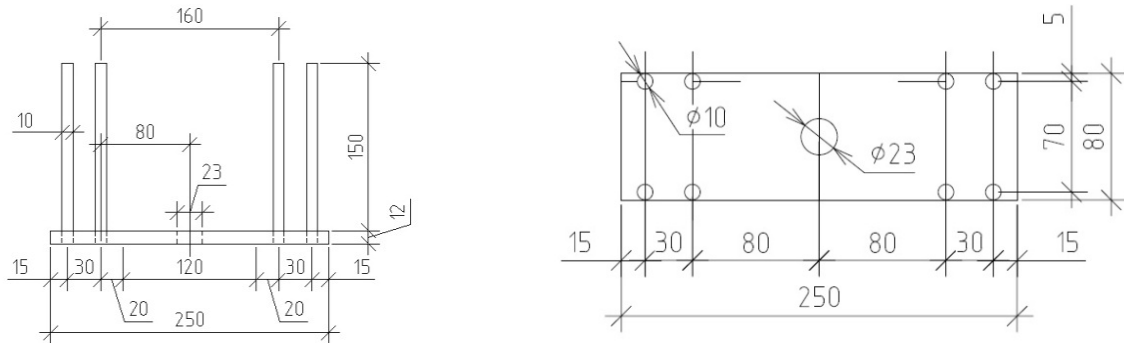


Fig. 3. Geometric parameters of the connector

Рис.3. Геометричні параметри конектора

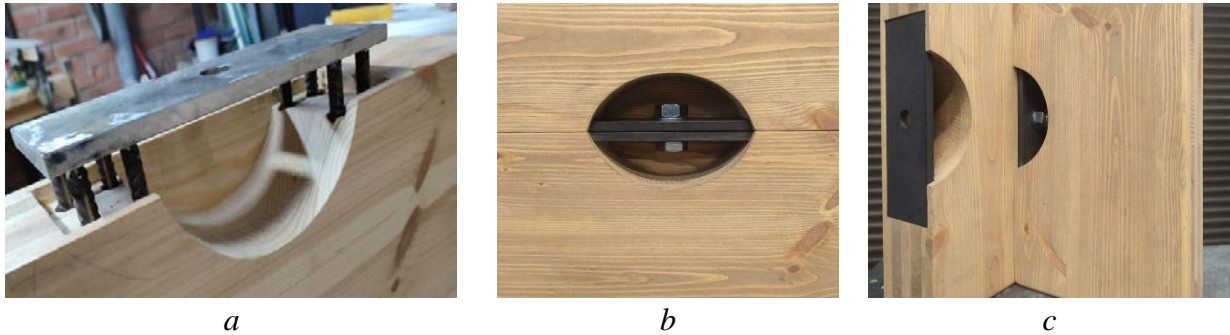


Fig. 4. General view of the installation of the connection (a) and assembly of two units (b) and of the unit directly to CLT panel (c) Photo by Andrii Bidakov

Рис.4. Загальний вид конектора (а) та стикування двох пластин (b) і стикування пластини конектора на-пряму з іншим елементом із ПКД панелі (с). Автор фото Андрій Бідаков

SHEAR IN-PLANE. SIZE OF SPECIMENS AND TESTS SETUP

The tested connection was between two CLT panel parts with dimensions 280×700 mm and a thickness of the panel of 140 mm with board layers 40/20/20/20/40 mm, see Fig.5. The specimens had undercuts on the supports to ensure an inclination of the connection of about 14° and the application of a load along the vertical axis passing through the centre of the tested connection. Measurement devices were attached on the sides of the connection near the joint line for relative displacement measurements on the front of the test specimens.

The test specimens were loaded with a universal 500 kN jack. During the test, both the jack force and the relative displacement between the two members of the connection were measured. The test procedure and the evaluation were based on EN26891 [6]. Both the ultimate load $F_{V,test}$ and the stiffness k_s per connector were determined. The stiffness was determined in the range between 10% and 40% of the ultimate

load in the linear-elastic range. Five test specimens were tested for serie K-2.

The connection components of the studied samples had strict geometry and the connection of the parts of the connection was performed with one M20 bolt with firm tightening by hand. The level of tension of the bolt was not controlled. The small diameter of the hole in the CLT panels (Fig. 6) for tightening the bolt during testing was increased to make it possible to install bolts with a diameter of M22 and M24, since the M20 bolts were destroyed before the destruction of the wood around the glued-in steel rods began, which needed to be investigated.

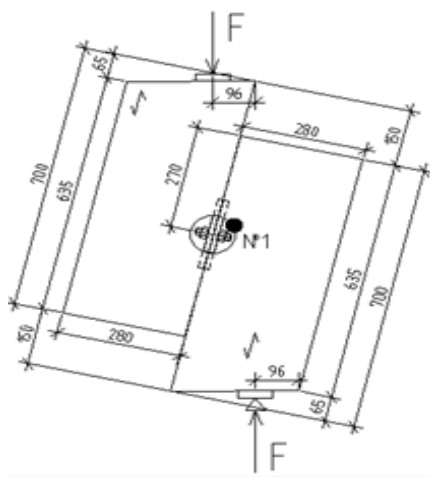
*a**b*

Fig. 5 Geometry of tested connection (a) and scheme of loading (b). Photo by Andrii Bidakov

Рис. 5. Геометричні розміри випробуваних зразків(а) та схема прикладання навантаження (b). Автор фото Андрій Бідаков

*a**b*

Fig. 6 General view of the specimen before test. Photo by Andrii Bidakov

Рис. 6. Загальний вид зразків перед випробуваннями. Автор фото Андрій Бідаков

SHEAR OUT-OF-PLANE

The tested connection in CLT panels loaded out-of-plane had dimensions 750×2000mm

with thickness of the panel of 100mm with boards layers 20/20/20/20/20mm, see Fig.7.

*a**b*

Fig. 7 Panels with connectors before tests out-of-plane. Photo by Andrii Bidakov

Рис. 7. Панель з конектором перед випробуваннями на зсув із площини. Автор фото Андрій Бідаков

The specimen was positioned horizontally and located on two supports in such a way that one support point was in the form of a metal plate fixed to the connector with a bolt. The support of this end of the panel with the connector was through the edge of the fixed plate, which had a width greater by 40 mm, which made it possible to develop deformation of the connector when loading the panel along a line at a distance of 500 mm from the connector (Fig.8). The panel support is hinged. Measurement devices were attached near the connection on the top of the CLT panel for relative displacement measurement of the test specimens. The total number of tested specimens of series P-1 was 5 pcs. The test specimens were loaded with a universal 500 kN jack. During the test, both the jack force and the relative displacement between support and outer layers of CLT panel were measured. The ultimate load $F_{V, test}$ and the stiffness k_s per connector were determined. The stiffness was determined in the range between 10% and 40% of the ultimate load in the linear-elastic range.

Each sample was loaded until failure during testing. At all stages of loading, a visual absence of connection curvature was noted as a

result of uneven distribution of the load between the glued-in rods.

**STRENGTH AND DEFORMATIONS
SHEAR IN-PLANE**

Load-displacement plots for series K-2 or shear in-plane are shown on Figure 9

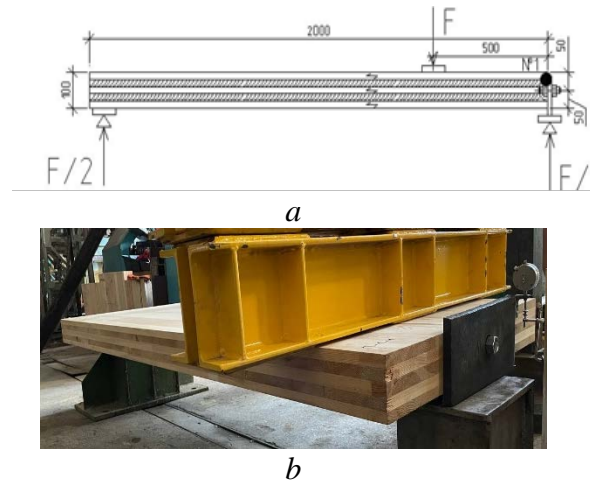


Fig. 8. Geometry of tested specimens (a) and scheme of loading (b) Photo by Andrii Bidakov

Рис. 8. Розміри випробуваних зразків та схема навантаження. Автор фото Андрій Бідаков

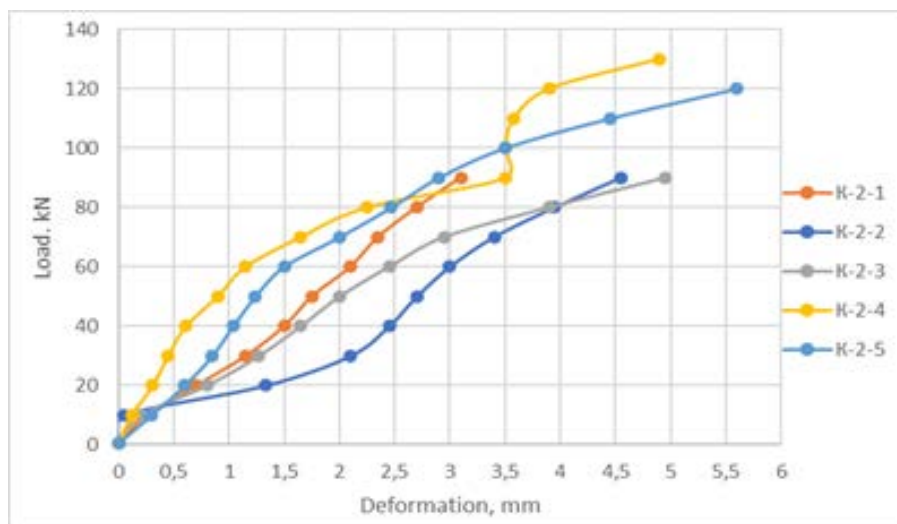


Fig. 9 Force-displacement plots for tests of series K-2

Рис. 9 Графік навантаження-переміщення для зразків серії К-2

The deformation of steel rods welded to a metal plate after testing the connections has a characteristic classic bending shape as in single

shear dowel type steel-timber connections with thick steel plates, see fig. 10-b) from (Jockwer and Jorissen, 2018) [3]. According to EOTA

TR070:2019-10[5] the glued-in steel rods by loads acted perpendicular to rods axis needs consider as dowels. The bending intensity of one group of rods (4 rods) is greater than that of the other group (fig. 10-a) by the testing connections in the plane of the CLT panel's, which is explained by the existing heterogeneity of the panel structure and the uneven distribution of forces in the metal plate itself.

For dowels where $d > 8\text{mm}$ in timber-to-timber and woodbased panel-to-timber connections according to EN1995-1-1[8]:

$$K_{ser} = \frac{\rho_k^{1,5} \cdot d}{23} = \frac{350^{1,5} \cdot 10}{23} = 2,847\text{kN/mm} \quad (1)$$

for 8 dowels: $K_{ser} = 2,84 \cdot 8 = 22,72\text{kN/mm}$

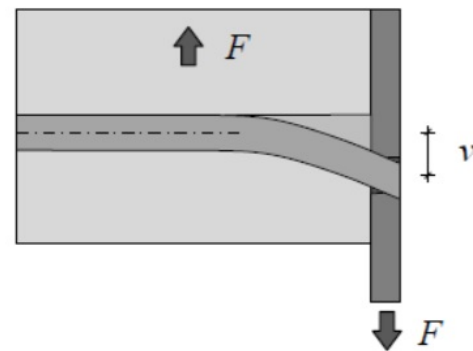
The test procedure and the evaluation were based on DIN EN26891 [6]. Both the ultimate load $F_{V, \text{test}}$ and the stiffness k_s per connector were determined. The stiffness was determined in the range between 10% and 40% of the ultimate load in the linear-elastic range.

$$k_s = K_{ser} = \frac{0,4 \cdot F_{\text{max}} - 0,1 \cdot F_{\text{max}}}{v_{04} - v_{01}} \quad (2)$$

The mean value of the slip modulus in the shear tests of the connector in the CLT plane of the panel is $K_s = 31,28\text{ kN/mm}$.



a



b

Fig. 10 Deformations of steel rods after test (a) and scheme of the work steel-timber dowel type connectors (b) from [3]

Рис.10. Деформації сталевих стержнів після випробувань (a) та схема роботи штифтових з'єднань сталева пластина-деревина (b) згідно до [3]

Table1. Slip module $k_{s, \text{connector}}$ for joint with dowel-type fasteners per shear plane by tests in-plane of the specimen serie K-1

Табл.1. Модуль ковзання $k_{s, \text{connector}}$ для штифтових з'єднань на один шов зсуву при випробуваннях у площині панелі для серії зразків K-1

	v_{01}, mm	v_{04}, mm	F_{01}, kN	F_{04}, kN	$k_s, \text{kN/mm}$
K-2-1	0,538	1,4748	9,82	39,28	31,45
K-2-2	1,202	2,443	9,95	39,8	24,05
K-2-3	0,692	1,636	9,91	39,64	39,64
K-2-4	0,193	1,037	13,87	55,48	49,31
K-2-5	0,362	1,204	12,05	48,2	42,91

The method according to EN 14358 [7] can be used taking 5 individual test results into account for the determination of the characteristic

value of load-carrying capacity of the considered connector by assumption of logarithmic normal distribution (3) – (8).

$$\bar{y} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln m_i \tag{3}$$

$$s_y = \max \left\{ \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\ln m_i - \bar{y})^2}, 0,05 \right\} \tag{4}$$

$$m_k = \exp(\bar{y} - k_s(n)s_y) \tag{5}$$

$$k_s(n) = \frac{6,5n + 6}{3,7n - 3} \tag{6}$$

n=5 and corresponding ks=2,48

$$m_k = \frac{F_{V,calcul,i}}{F_{V,Test,i}} = \frac{Calculated}{Tested} \tag{7}$$

$$F_{V,Test,k} = 74954,7N = 74,96kN$$

for one connector with 8rods (d10 mm and length 150 mm)

$$F_{V,calcul,k} = F_{V,k} * 8rods \tag{8}$$

$$F_{V,calcul,k} =$$

$$F_{V,k} * 8rods = 7715,8N * 8 = 61726,4N = 61,7kN$$

$$m_k = \frac{F_{V,calcul,i}}{F_{V,Test,i}} = \frac{Calculated}{Tested} = \frac{61,7}{74,96} = 0,823$$

The load-carrying capacity of the connection is higher than the calculated value, which confirms the possibility of using the existing methodology for calculating glued-in rods as dowels

by shear of the considered connector in-plane of CLT panel.

The characteristic value of the load-carrying capacity of the connector by shear in plane of the CLT panel is 74,96kN according to test results and 61,7kN according to the calculation.

SHEAR OUT-OF-PLANE

Load-displacement plots for series P-1 or shear out-of-plane are shown on Figure 11.

Statistic parameters of slip module $k_{s,connector}$ by tests out-of-plane:

Mean value 32,54kN/mm

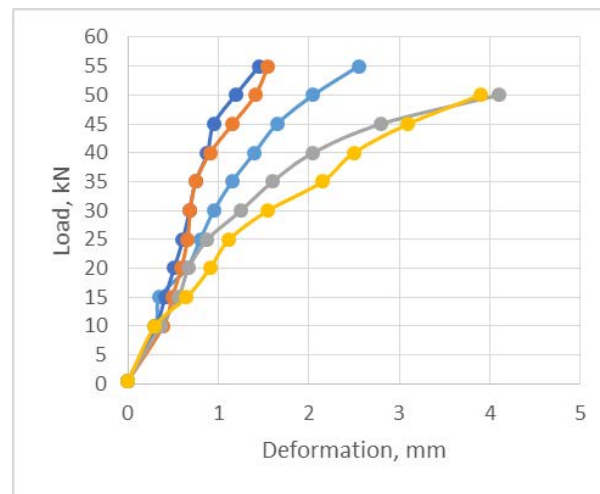


Fig. 11 Force-displacement plots for tests of series P-1

Рис.11. Графік навантаження-переміщення для зразків серії К-2

Table. 2.Slip module $k_{s,connector}$ for joint with dowel-type fasteners per shear plane by tests out-of-plane of the specimen serie P-1

Табл.2. Модуль ковзання $k_{s,connector}$ для штифтових з'єднань на один шов зсуву при випробуваннях із площині панелі для серії зразків P-1

	v_{01},mm	v_{04},mm	F_{01}, kN	F_{04}, kN	$k_s, kN/mm$
P-1-1	0,203	0,821	6,42	25,68	31,18
P-1-2	0,212	0,623	6,48	25,92	47,25
P-1-3	0,262	0,663	6,39	25,56	47,8
P-1-4	0,224	0,825	5,92	23,68	25,59
P-1-5	0,188	1,07	5,96	23,84	20,25

Using the above methodology for calculating the characteristic value of the load-carrying capacity of the connection as group of dowels

$$F_{V,calcul,k} = F_{V,k} * 8rods = 7715,8N * 8 = 61726,4N = 61,7kN$$

by shear tests in-plane and out-of-plane in CLT panel equal:

Characteristic value of the connectors carrying capacity based on test results and determined acc. to algorithms of the standard EN14358:

$F_{V,Test,k}=55017,3N=55,2kN$ for one connector with 8rods (d=10mm and length 150mm).

$$m_k = \frac{F_{V,calcul,i}}{F_{V,Test,i}} = \frac{Calculated}{Tested} = \frac{61,7}{55,2} = 1,118$$

RESULTS AND DISCUSSION STATISTIC PARAMETERS OF TESTED SPECIMENS

Statistical parameters of laboratory static test results are the basis for qualitative assessment of strength and deformability of the joint. Based on statistical parameters, it is possible to determine characteristic values necessary for performing engineering calculations and comparing the obtained values with the values obtained by existing calculation methods for the joint in question.

Regression model statistics by shear tests in-plane: coefficient of correlation 0,4987; covariance of two samples 6,68 and standard error

0,931. Regression model statistics by shear tests out-of-plane: coefficient of correlation $-0,9438$; covariance of two samples $-2,566$ and standard error 0,479..

The equation of the linear regression function:

- in-plane

$$r(x) = b_0 + b_1 \cdot x; r(x) = 1,752 + 0,026 \cdot x; \quad (9)$$

- out-of-plane

$$r(x) = b_0 + b_1 \cdot x; r(x) = 30,001 - 0,438 \cdot x; \quad (10)$$

wherer (x) —maximal deformation (mm) and x —maximal load (kN).

Analysis of the graph of the linear regression function of the statistical sample of maximum deformations on the statistical sample of destructive loads (see Fig. 12) shows that the experimentally obtained points do not go beyond the upper and lower limits of the confidence interval.

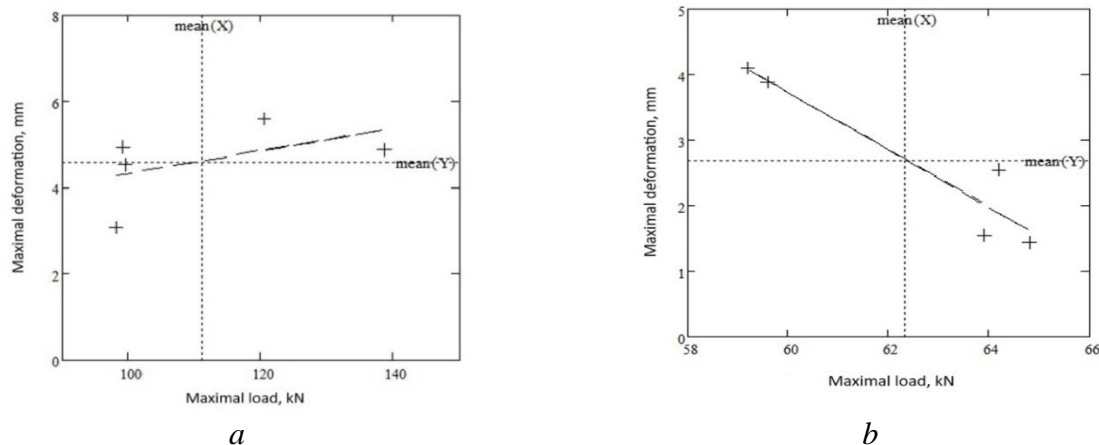


Fig. 12 Graph of the linear regression function of the statistical sample of maximum deformations on the statistical sample of destructive loads
a - in-plane; *b* - out-of-plane

Рис.12. Графік функції лінійної регресії статистичної вибірки максимальних деформацій на статистичну вибірку руйнуючих навантажень
a – у площині панелі; *b* – із площини панелі.

The coefficient of variation of slip modulus in the shear tests in-plane of the connector in the equal COV=37.66% and coefficient of variation of the strength for this series of assemblies is quite high (16.13%) that shows a relatively large spread of connector strength results across samples. By shear tests of the connector out-of-plane in the CLT panel COV=38.7% and coefficient of variation of the strength is quite low (4.34%) and shows a relatively small spread in the strength results of the samples.

The value of the correlation coefficient of two samples is $r = 0.4987$, below the threshold value of the correlation coefficient (table. 9.2, p. 162[1]) $r(P = 0.95; f = 5-2 = 3) = 0.88$, where P – the limits of the confidence interval, f – the number of degrees of freedom.

This indicates the significance of the determined correlation coefficient.

Table 3. Data of statistical indicators of linear regression of destructive loads and maximum deformations of connections by shear test in-plane and out-of-plane

Табл. 3. Дані статистичних показників лінійної регресії руйнуючих навантажень і максимальних деформацій вузлів з конектором при випробуваннях у площині та із площини панелі

	Average value	Median	Standard deviation	Dispersion
shear in-plane				
Maximal load, kN	111,2	99,5	17,933	323,76
Maximal deformation, mm	4,62	4,9	0,93	0,866
shear out-of-plane				
Maximal load, kN	62,34	63,9	2,707	7,328
Maximal deformation, mm	2,71	2,55	1,256	1,577

Limits of 95% confidence intervals for linear regression equations (in our case $n = 5$) with satisfactory accuracy are recommended to be

estimated using the expressions (11 – 12) [2], given on p. 408:

- in-plane

$$D = \sqrt{\frac{\sum(Y - \text{mean}(Y))^2 - \frac{(\sum(X - \text{mean}(X)) \cdot (Y - \text{mean}(Y)))^2}{\sum(X - \text{mean}(X))^2}}{n - 2}} = 1,074, \tag{11}$$

$$= b_0 \pm t_{n-2; 0.05} \cdot D + b_1 \cdot X = 1,752 \pm 3,182 \cdot 1,074 + 0,026 \cdot X, \tag{12}$$

- out-of-plane

$$D = \sqrt{\frac{\sum(Y - \text{mean}(Y))^2 - \frac{(\sum(X - \text{mean}(X)) \cdot (Y - \text{mean}(Y)))^2}{\sum(X - \text{mean}(X))^2}}{n - 2}} = 1,45, \tag{13}$$

$$\Delta_{B, H} = b_0 \pm t_{n-2; 0.05} \cdot D + b_1 \cdot X = 30,001 \pm 3,182 \cdot 1,45 - 0,438 \cdot X, \tag{14}$$

Where $\Delta_{B, H}$ – the upper and lower limits of the 95% confidence intervals for the linear regression equation;
 b_0, b_1 – coefficients of the linear regression equation (see [2], tabl. 8.8);

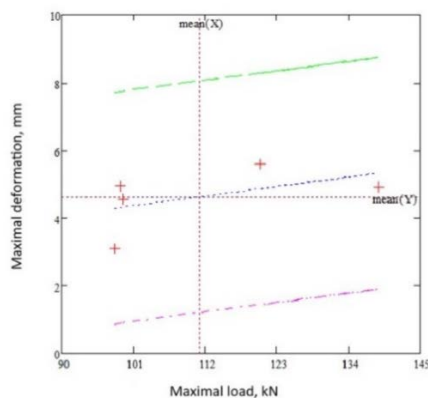
$t_{n-2; 0.05}$ – parameter of the Student distribution for the two-sided test ($\alpha=0.025$), significant at the 5% level, given on page 131 [2], (see [2], table. 27), $t_{n-2; 0.05} = 3,182$;
 $\text{mean}(X), \text{mean}(Y)$ – mean values of statistical series X and Y .

On the Fig.13 shows the limits of the confidence interval for the regression line of the statistical sample of maximum deformations on the statistical sample of destructive loads with the limits of the confidence interval constructed according to the data in the table. 4.

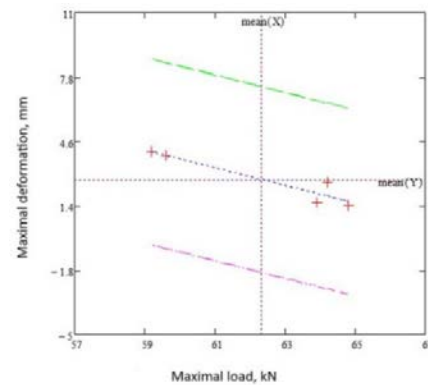
Table 4. Parameters for estimating confidence intervals of linear regression equations

Табл.4. Параметри для оцінки довірчих інтервалів рівнянь лінійної регресії

№	Statistical series	b_0	$\pm t_{n-2; 0.05} \cdot D$	$b_1 \cdot X$
shear in-plane				
1	X and Y	1,752	$\pm 3,419$	$0.026 \times X$
shear out-of-plane				
2	X and Y	-30,001	$\pm 4,614$	$-0.438 \times X$



a



b

Fig. 13 Graph of the linear regression function of the statistical sample of maximum deformations on the statistical sample of maximum loads:

1 – graph of the linear regression function; 2 – the lower limit of the confidence interval; 3 – the upper limit of the confidence interval; *a* - in-plane; *b* - out-of-plane

Рис.13. Графік функції лінійної регресії статистичної вибірки максимальних деформацій на статистичну вибірку руйнуючих навантажень:

1 – графік функції лінійної регресії; 2 – нижня межа довірчого інтервалу; 3 – верхня межа довірчого інтервалу; *a* – у площині панелі; *b* – із площини панелі.

DISCUSSION

The typical failure mode of the tested specimens of the serie K-2 shown in fig. 14-a) occurred due to displacement of the connected

parts of the connection along the joint line from the front side. When disassembling the unit, the shift of the plates in the milled recesses was about 5 mm and, respectively, the timber was compressed on the other side of the plate (fig.14-b).



a



b

Fig. 14 Failure mode of the tested specimens in serie K-2. Photo by Andrii Bidakov

Рис.14. Характер руйнування випробуваних зразків серії K-2. Автор фото Андрій Бідаков

hole in the middle of the plate was taken to be 23 mm for installing the M20 bolt, and was increased to a diameter of 26-28 mm for installing the M24 bolts, since the failure of the connection occurred as a result of the shearing of the M20 bolt (fig. 15). When increasing the diameter of the bolt, it became necessary to enlarge the hole milled in the timber to allow the installation of new bolts.



Fig. 15 Failure of bolt M20 and enlarged hole milled in the timber for bolts M24. Photo by Andrii Bidakov

Рис.15. Руйнування болтів M20 та фрезерування отвору у деревині для встановлення болтів M24. Автор фото Андрій Бідаков

The typical failure mode of the tested specimens of the series P-1 shown in fig. 16-a) occurred due to displacement of the connected parts of the connection along the joint line from the front side. When disassembling the unit, the shift of the plates in the milled recesses was about 5 mm and, respectively, the timber was compressed on the other side of the plate (fig.16-b).



a



b



c

Fig. 16. Failure mode of tested specimens in series P-1: Photo by Andrii Bidakov

a- specimen P-1-1;
b - specimen P-1-2;
c - specimen P-1-4

Рис.16. Характер руйнування зразків серії P-1. Автор фото Андрій Бідаков

The calculated value of the carrying capacity of the connection is higher than the results obtained during testing since the distance from the axis of the glued-in rod to the side edge of the panel is 17 mm or 1,7 d (see fig. 17-b), while the calculated strength corresponds to the condition under which the distance should not be less than $a_{4,t}=6d=6*10=60\text{mm}$ according to ETA 21/0914[4] where minimal distance for laterally loaded dowel-type fasteners in the narrow side of cross laminated timber (fig. 17-a).

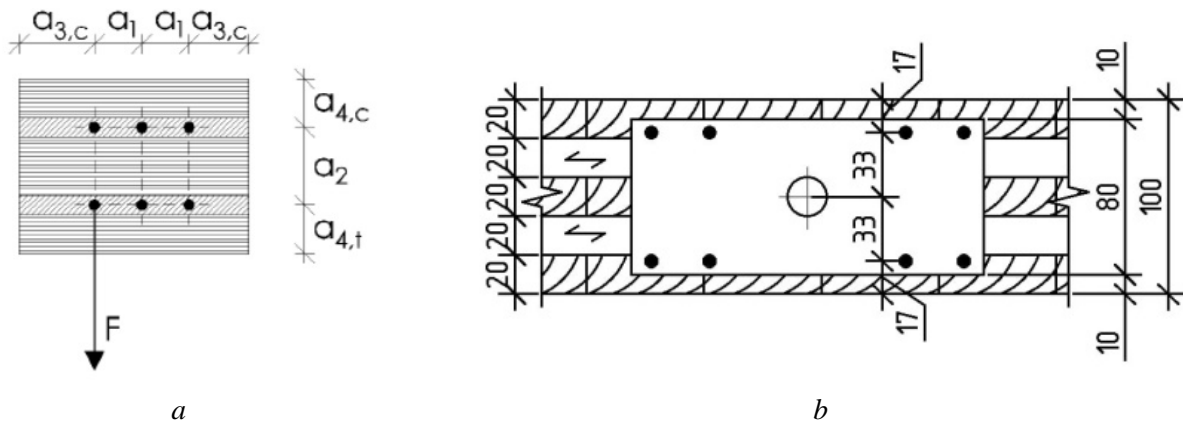


Fig. 17 Minimum spacings, edge and end distances for laterally loaded dowel-type fasteners in the narrow side of cross laminated timber acc. to ETA 21/0914 [4] (a) and in tested specimens (b).
Рис.17. Мінімальні відстані до граней ПКД панелі при навантаженні штифтів у поперечному напрямі відносно їх осі при встановленні у бічну грань панелі згідно до ETA 21/0914 [4] (a) та відстані у випробуваному зразку при навантаженнях із площини панелі (b).

Comparatively analysis diagram of slip module of connector in CLT panel edge by shear test in-plane and out-of-plane shown on

fig. 18, where marked min/max values and mean value.

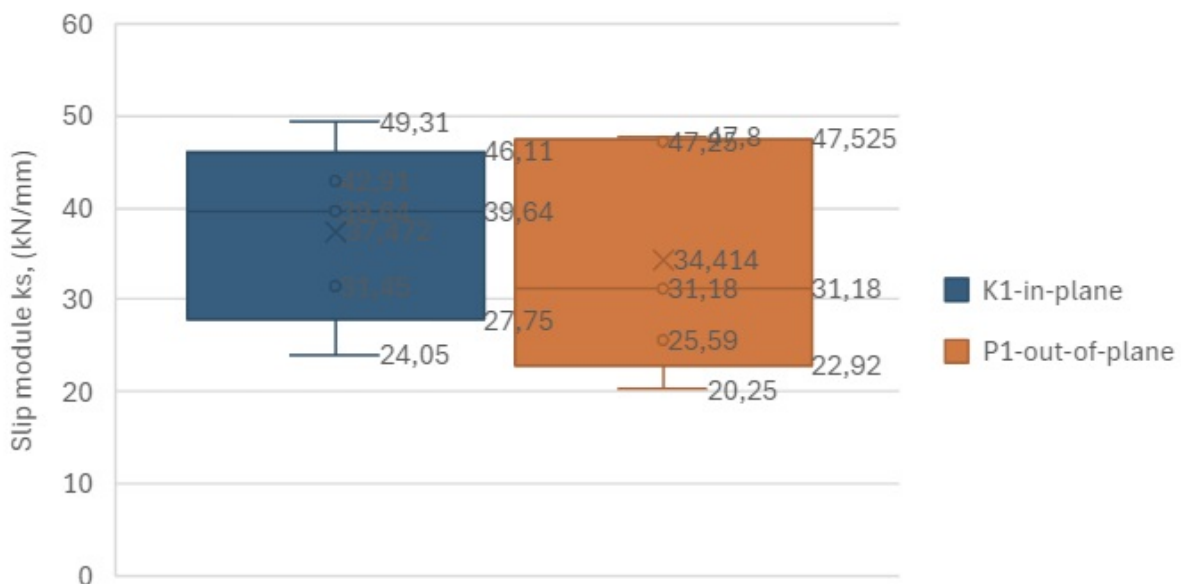


Fig. 18 Slip module values analysis of tested specimens with connector by shear test.

Рис.18. Аналіз величин модуля ковзання випробуваних зразків з конектором при випробуваннях на зсув

CONCLUSIONS

In this paper, the strength and slip moduli of connectors with glued-in steel rods located in edge side of CLT panels subjected to shear loading in-plane and out-of-plane of the CLT panel were investigated. 10 static tests were

conducted till failure of each specimen. The results were compared with data obtained by calculation of existing methods as for dowels type fasteners.

Connections with glued-in rods in CLT panels have already been studied by several researchers. Most of the research has been done on uniaxially loaded rods. However, the application of rods in practical applications requires

also the evaluation of rods under complex loading situations with interaction of axial and lateral loads. In this project, a new type of connection system with a steel plate and glued-in rods for CLT panels is investigated both analytically and experimentally. The proposed new type of connection system is universal, easy to implement in production and can be used (with minor modifications) in buildings of 5 floors and above. The glued-in rods can be replaced with screws if necessary. However, it should be considered that the costs of connections with glued-in rods is much cheaper in Ukraine than connections using fully threaded self-tapping screws.

Tests of connection in CLT panels with a connector loaded by shear in-plane and out-of-plane of the panel revealed a fairly reliable character of their failure in the area of placement of a metal embedded part with steel glued-in rods that work as dowels. The character of the failure is ductile by shear in-plane and is accompanied by crushing of the wood around the glued-in rods in the places of their attachment to the metal plate. By tests out-of-plane occurred brittle failure mode due to the cracking of the boards at the final stage of loading the sample.

Non-linear dependence of loads to deformations was observed on the all stages of connection loading. Characteristic value of the carrying capacity of connector by shear in-plane of the CLT panel equal 74,96kN according to test results and out-of-plane 55,2kN. The calculated strength higher than test results by shear out-of-plane because the distance should not be less than 6d but in testing specimens this value was 1,7d which explains the low level of carrying capacity. The average value of the slip modulus in the shear tests of the connector in the CLT in-plane of the panel is $K_s=31.28\text{kN/mm}$ and out-of-plane $K_s=32.54\text{kN/mm}$.

The proposed geometry is suitable without modification for the case-study building with 3-5 floors, where the forces do not exceed the analytical and experimental resistances. For tall buildings in platform construction, when the load between the walls exceeds the crushing strength of the timber perpendicular to the grain of the floor panels, it is necessary to insert steel

tubes between the connector plates that transfer the loads through the floor panel. This solution has been used already in many cases for the transfer of loads through floors between columns.

ACKNOWLEDGEMENTS

The work presented in the paper has been conducted in the project “Efficient connections for modular prefabricated timber buildings to help reconstruction in Ukraine” within the programme for Academic Collaboration in the Baltic Sea Region, which is funded by The Swedish Institute (SI). We would like to thank SI for their financial support for this research project!

REFERENCES

1. **Von Prof. Dr. sc. nat. Klaus Doerffel.** (1990). Statistiken der analytischenchemie/ 5., *Erweiterte und überarbeitete Auflage/Publisher: Deutschverlag f. Grundstoffindustrie*, 260p.
2. **Lothar Sachs.** (1972) Statistische Auswertungsmethoden. *Springer-verlag, berlin, heidelberg, New York*. 671 p.
3. **Jockwer R., Jorissen A.** (2018). Stiffness and deformation of connections with dowel-type fasteners. Sandhaas, C., Munch-Andersen, J., Ditsch, P. (eds.), *Design of Connections in Timber Structures: A state-of-the-art report by COST Action FP1402 / WG3*, Shaker Verlag Aachen, , p.95-126.
4. **ETA 21/0914, REZULTCLT.** Cross laminated timber element. *Ukrainian Sawmill Holding Company ltd, 38 Yaroslaviv Val St., UA-01034 Kyiv, Ukraine, www.rezult.pro*.
5. **EOTA TR070:2019-10** Design of glued-in rods for timber connections. *Technical report. European organization for technical assessment*.
6. **DIN EN 26891** Timber structures. Joints made with mechanical fasteners. *General principles for the determination of strength and deformation characteristics. European committee for standardization (CEN), Brussels*.
7. **EN14358:2016** Timber structures - calculation and verification of characteristic values. *European Committee for Standardization (CEN), Brussels*.
8. **EN 1995-1-1 (2004): Eurocode 5:** Design of timber structures – *Part 1-1: General – Common rules and regulations for buildings. European*

- Committee for Standardization (CEN), Brussels, with corrections and amendments + AC:2006 and A1:2008.
9. **Andersen M., Høier M.** (2016). Glued-in Rods in Cross Laminated Timber, *Master's Thesis, Aarhus University, Denmark*
 10. **Ayansola, G.S., Tannert T., and Vallee T.** (2022). Glued-in Multiple Steel Rod Connections in Cross-Laminated Timber. *Journal of Adhesion* 98, no. 6: 810–26.
<http://doi.org/10.1080/00218464.2021.1962715>
 11. **Azinovic B., Serrano E., Kramar M., Pazlar T.** (2018). Experimental investigation of the axial strength of glued-in rods in cross laminated timber, *Mater. Struct.* 51,
<http://doi.org/10.1617/s11527-018-1268-y>
 12. **Azinovic B., Danielsson H., Serrano E., Kramar M.** (2019). Glued-in Rods in Cross Laminated Timber – Numerical simulations and parametric studies. *Constr. and Build. Mat.* 212, p.431-441.
<http://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.03.331>
 13. **Bidakov A., Raspopov I., Strashko B.** (2018). Withdrawal resistance of glued-in steel rods by pull-pull tests in CLT. *Proceedings of the 1st eastern europe conference on timber constructions. Kharkiv, Ukraine. 142p., p. 87-97.*
 14. **EN 17334:2021.** Glued-in-Rods in Glued Structural Timber Products -Testing, Requirements and Bond Shear Strength Classification. *European Committee for Standardization CEN, Brussels, Belgium.*
 15. **Jockwer R., Palma P., Rebouas A. S., Salenikovich A.** (2023). Development of comprehensive testing procedures for high-performance bonded-in rods. *Conference: World Conference on Timber Engineering 2023 (WCTE2023), Oslo, p. 3675-3684.*
 16. **prEN 1995-1-1:2023. Eurocode 5:** Design of timber structures -Common rules and rules for buildings - Part 1-1: General. *CEN/TC250/SC 5. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.*
 17. **Stepinac M., Hunger F., Tomasi R., Serrano E., Rajcic V., J.-W. van de Kuilen.** (2013). Comparison of design rules for glued-in rods and design rule proposal for implementation in European standards, *Proc. of the CIB-W18 Meeting 46/46-7-1, Vancouver, Canada.*
 18. **Serrano E.** (2001) Glued-in rods for timber structures – a 3D model and finite element parameter studies, *Int. J. Adhes. Adhes.* 21 115–127.
[https://doi.org/10.1016/S0143-7496\(00\)00043-9](https://doi.org/10.1016/S0143-7496(00)00043-9).
 19. **Madhoushi M., Ansell M.P.** (2017) Effect of glue-line thickness on pull-out behavior of glued-in GFRP rods in LVL: *Finite element analysis, Polym. Test.* 62 196– 202.
<https://doi.org/10.1016/j.polymertesting.2017.06.029>.
 20. **Lartigau J., Coureau J.-L., Morel S., Galimard P., Maurin E.** (2015) Mixed mode fracture of glued-in rods in timber structures, *Int. J. Fract.* 192 71–86.
<https://doi.org/10.1007/s10704-014-9986-9>.
 21. **Gardelle V., Morlier P.** (2007) Geometric parameters which affect the short term resistance of an axially loaded glued-in rod, *Mater. Struct.* 40 127–138.
<https://doi.org/10.1617/s11527-006-9155-3>.
 22. **M. del Senno, Piazza M., Tomasi R.** (2004) Axial glued-in steel timber joints – experimental and numerical analysis, *Holz Als Roh Werkst.* 62 137–146.
<https://doi.org/10.1007/s00107-003-0450-1>.
 23. **Stamatopoulos H., Malo K.A.** (2018) Withdrawal of pairs of threaded rods with small edge distances and spacings, *Eur. J. Wood Wood Prod.* 76 31–42.
<https://doi.org/10.1007/s00107-016-1146-7>.
 24. **Mpidi Bita H., Tannert T.** (2018) Numerical optimisation of novel connection for cross-laminated timber buildings, *Eng. Struct.* 175 273–283.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.08.020>
 25. **Cepelka M., Malo K.A., Stamatopoulos H.** (2018) Effect of rod-to-grain angle on capacity and stiffness of axially and laterally loaded long threaded rods in timber joints, *Eur. J. Wood Wood Prod.* 76 1311–1322.
<https://doi.org/10.1007/s00107-018-1314-z>.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Von Prof. Dr. sc. nat. Klaus Doerffel.** (1990). *Statistik in der analytischen Chemie/ 5., Erweiterte und überarbeitete Auflage/Publisher: Deutschverlag f. Grundstoffindustrie, 260p.*
2. **Jockwer R., Jorissen A.** (2018). Stiffness and deformation of connections with dowel-type fasteners. Sandhaas, C., Munch-Andersen, J., Ditsch, P. (eds.), *Design of Connections in Timber Structures: A state-of-the-art report by COST Action FP1402 / WG3, Shaker Verlag Aachen, , p.95-126.*
3. **ETA 21/0914, REZULTCLT.** Cross laminated timber element. *Ukrainian Sawmill Holding*

- Company Ltd, 38 Yaroslaviv Val St., UA-01034 Kyiv, Ukraine, www.rezult.pro.
4. **EOTA TR070:2019-10** Design of glued-in rods for timber connections. *Technical report. European organization for technical assessment.*
 5. **DIN EN 26891** Timber structures. Joints made with mechanical fasteners. *General principles for the determination of strength and deformation characteristics. European committee for standardization (CEN), Brussels.*
 6. **EN14358:2016** Timber structures - calculation and verification of characteristic values. *European Committee for Standardization (CEN), Brussels.*
 7. **EN 1995-1-1 (2004): Eurocode 5:** Design of timber structures – *Part 1-1: General – Common rules and regulations for buildings. European Committee for Standardization (CEN), Brussels, with corrections and amendments + AC:2006 and A1:2008.*
 8. **Andersen M., Høier M.** (2016). Glued-in Rods in Cross Laminated Timber, *Master's Thesis, Aarhus University, Denmark*
 9. **Ayansola, G.S., Tannert T., and Vallee T.** (2022). Glued-in Multiple Steel Rod Connections in Cross-Laminated Timber. *Journal of Adhesion* 98, no. 6: 810–26.
<http://doi.org/10.1080/00218464.2021.1962715>
 10. **Azinovic B., Serrano E., Kramar M., Pazlar T.** (2018). Experimental investigation of the axial strength of glued-in rods in cross laminated timber, *Mater. Struct.* 51,
<http://doi.org/10.1617/s11527-018-1268-y>
 11. **Azinovic B., Danielsson H., Serrano E., Kramar M.** (2019). Glued-in Rods in Cross Laminated Timber – *Numerical simulations and parametric studies. Constr. and Build. Mat.* 212, p.431-441.
<http://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.03.331>
 12. **Bidakov A., Raspopov I., Strashko B.** (2018). Withdrawal resistance of glued-in steel rods by pull-pull tests in CLT. *Proceedings of the 1st eastern europe conference on timber constructions. Kharkiv, Ukraine. 142p., p. 87-97.*
 13. **EN 17334:2021.** Glued-in-Rods in Glued Structural Timber Products -*Testing, Requirements and Bond Shear Strength Classification. European Committee for Standardization CEN, Brussels, Belgium.*
 14. **Jockwer R., Palma P., Rebouas A. S., Salenikovich A.** (2023). Development of comprehensive testing procedures for high-performance bonded-in rods. *Conference: World Conference on Timber Engineering 2023 (WCTE2023), Oslo, p. 3675-3684.*
 15. **prEN 1995-1-1:2023. Eurocode 5:** Design of timber structures -*Common rules and rules for buildings - Part 1-1: General. CEN/TC250/SC 5. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.*
 16. **Stepinac M., Hunger F., Tomasi R., Serrano E., Rajcic V., J.-W. van de Kuilen.** (2013). Comparison of design rules for glued-in rods and design rule proposal for implementation in European standards, *Proc. of the CIB-W18 Meeting 46/46-7-1, Vancouver, Canada.*
 17. **Serrano E.** (2001) Glued-in rods for timber structures – a 3D model and finite element parameter studies, *Int. J. Adhes. Adhes.* 21 115–127.
[https://doi.org/10.1016/S0143-7496\(00\)00043-9](https://doi.org/10.1016/S0143-7496(00)00043-9).
 18. **Madhoushi M., Ansell M.P.** (2017) Effect of glue-line thickness on pull-out behavior of glued-in GFRP rods in LVL: *Finite element analysis, Polym. Test.* 62 196– 202.
<https://doi.org/10.1016/j.polymertesting.2017.06.029>.
 19. **Lartigau J., Coureau J.-L., Morel S., Galimard P., Maurin E.** (2015) Mixed mode fracture of glued-in rods in timber structures, *Int. J. Fract.* 192 71–86.
<https://doi.org/10.1007/s10704-014-9986-9>.
 20. **Gardelle V., Morlier P.** (2007) Geometric parameters which affect the short term resistance of an axially loaded glued-in rod, *Mater. Struct.* 40 127–138.
<https://doi.org/10.1617/s11527-006-9155-3>.
 21. **M. del Senno, Piazza M., Tomasi R.** (2004) Axial glued-in steel timber joints – experimental and numerical analysis, *Holz Als Roh Werkst.* 62 137–146.
<https://doi.org/10.1007/s00107-003-0450-1>.
 22. **Stamatopoulos H., Malo K.A.** (2018) Withdrawal of pairs of threaded rods with small edge distances and spacings, *Eur. J. Wood Wood Prod.* 76 31–42.
<https://doi.org/10.1007/s00107-016-1146-7>.
 23. **Mpidi Bita H., Tannert T.** (2018) Numerical optimisation of novel connection for cross-laminated timber buildings, *Eng. Struct.* 175 273–283.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.08.020>
 24. **Cepelka M., Malo K.A., Stamatopoulos H.** (2018) Effect of rod-to-grain angle on capacity and stiffness of axially and laterally loaded long threaded rods in timber joints, *Eur. J. Wood Wood Prod.* 76 1311–1322.

<https://doi.org/10.1007/s00107-018-1314-z>

АНАЛІЗ ПОВЕДІНКИ З'ЄДНАННЯ ПКД ПАНЕЛЕЙ НА ВКЛЕЄНИХ СТЕРЖНЯХ ПІД ДІЄЮ НАВАНТА- ЖЕНЬ ЗСУВУ

*Andrii BIDAКOV;
Robert JOCKWER;
Alar JUST;
Eero TUHKANEN;
Dmitrii KOCHKAREV*

Анотація. Результати випробувань, представлені в цій публікації, показують несучу здатність, деформації та моделі руйнування при зсуві в площині та із площини ПКД панелей за результатами нещодавно розробленого рішення універсального з'єднувача для дерев'яних конструкцій ПКД панелей, який дає можливість швидкого та легкого встановлення та складання, а також легкого розбирання і повторного використання. Це рішення сприятиме необхідній реконструкції пошкоджень в Україні та сприятиме швидкому відновленню житла, а також забезпе-

чуватиме довгострокові стійкі та циркулярні рішення з'єднань. Розроблений з'єднувач являє собою вузол у вигляді сталеві пластини на вклеєних стрижнях, які вклеюються у ПКД панелі і розроблені в рамках дослідницького проекту «ReConnect – Ефективні з'єднання для модульних збірних дерев'яних будівель для допомоги реконструкції в Україні». Це дозволяє з'єднувати ПКД панелі у різних схемах разом або з іншими частинами будівлі, такими як фундаменти чи бетонні стіни. З'єднання на вклеєних стрижнях широко використовуються в країнах Східної Європи, особливо в багатопрілітних дерев'яних конструкціях будівель різного типу. ReConnect фінансується Swedish Institutet, а партнерами є Харківський національний університет міського господарства імені О.М. Бекетова (Україна), Технологічний університет Чалмерса, Гетеборг (Швеція), Талліннський технологічний університет (Естонія) та Рівненський національний університет водного господарства та природокористування (Україна).

Ключові слова: вклеєні стрижні (GiR), комбіноване навантаження, групові ефекти, універсальне з'єднання, ПКД панелі, CLT, з'єднувач, конектор

Стаття надійшла до редакції 10.11.2024

ЕФЕКТИВНИЙ СПОСІБ ПІДСИЛЕННЯ МЕТАЛЕВИХ БАЛОК І ПРОГОНІВ ЗА ДОПОМОГОЮ ПРУЖНОЇ ОПОРИ В ПРОЛЬОТІ

Олександр ГЛІТІН¹, Сергій БІЛИК², Сергій РАДЕЦЬКИЙ³,
Олег СОНЬКО⁴, Олексій КРАВЧЕНКО⁵

^{1,2,3,4} Київський національний університет будівництва і архітектури,
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037

¹ glitin@ukr.net, <https://orcid.org/0000-0003-1697-6473>

² vartist@ukr.net, <https://orcid.org/0000-0001-8783-5892>

³ s.radetskiy@gmail.com, <https://orcid.org/0000-0001-5798-1987>

⁴ sonkooleg@gmail.com, <https://orcid.org/0009-0002-3604-8316>

⁵ alexa_kravchenko@ukr.net, <https://orcid.org/0009-0007-8171-2921>

Анотація. Робота присвячена розробці теоретичних підходів до підсилення згинальних елементів, таких як балки та прогони, за допомогою встановлення пружної опори в середині прольоту, де діє максимальний згинальний момент та розробці практичної методики розрахунку такого підсилення. Необхідність підсилення може виникнути за різних умов. Основні з яких, це з довготривала експлуатація за межами свого проектного ресурсу, збільшення корисного навантаження на існуючому об'єкті, зношення конструкцій, пошкодження конструкцій в результаті додаткових епізодичних навантажень (землетруси, вибухи, тощо).

Метою роботи є надати практичний метод підсилення прогонів і балок із застосуванням пружної опори у прольоті для підвищення несучої здатності конструкцій при збільшенні навантаження (встановлення Сонячної електричної станції на покриття чи іншого додаткового обладнання) або пошкодження зумовлених вибухами чи іншими епізодичними навантаженнями, що спричинили зменшення геометричних характеристик перерізу і потребують швидкого підсилення.

Запропонувати методику розрахунку такого підсилення, що усуває недоліки існуючої науково-технічної літератури та сприяє широкому впровадженню методу для підвищення надійності конструкцій. Таке рішення не вимагає застосування зварювання чи порушення цілісності конструкції.



Олександр ГЛІТІН

доцент кафедри металевих та дерев'яних конструкцій,
к.т.н., доцент



Сергій БІЛИК

завідувач кафедри металевих та дерев'яних конструкцій,
д.т.н., професор



Сергій РАДЕЦЬКИЙ

аспірант кафедри металевих та дерев'яних конструкцій



Олег СОНЬКО

аспірант кафедри металевих та дерев'яних конструкцій



Олексій КРАВЧЕНКО

аспірант кафедри металевих та дерев'яних конструкцій

А для створення попереднього напруження передбачено технологічний зазор, який закривається під час затягування болтів. Основні переваги – мінімальне втручання, створення попереднього напруження та підвищення надійності конструкції. Стаття містить розрахункову методику для такого методу підсилення, що сприятиме його впровадженню в практику для підвищення ефективності та надійності конструкцій.

Запропонований метод підсилення показаний на прикладі сталевих конструкцій, але при необхідності може бути інтерпольований і на конструкції з інших матеріалів, таких як дерев'яні чи залізобетонні.

Ключові слова: епізодичні навантаження; вибухові впливи; аварійні навантаження; аварійні конструкції; підсилення; металеві конструкції.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Необхідність підсилення будівельних конструкцій виникає в таких випадках, як зміна навантажень (Рис. 1), фізичне зношення та пошкодження, проєктні недоліки



Рис. 1. Каркасна будівля з прогонами на покрівлі якої планується збільшення навантаження шляхом встановлення Сонячної електричної станції.

Автор фото Сергій Радецький

Fig. 1. A frame building with purlins on the roof, where an increase in load is planned by installing a solar power plant Photo by Serhii Radetskyi

або помилки, зміна призначення будівлі, аварійні ситуації, покращення сейсмостійкості, невідповідність сучасним будівельним нормам, тощо.

Підсилення конструкцій забезпечує довговічність, безпеку експлуатації та стійкість будівлі до нових умов і навантажень.

В теперішній час, досить часто виникає необхідність швидко відновити виробництво на підприємствах пошкоджених внаслідок прямого влучання боєприпасів (Рис. 2): або вибухової хвилі від них.

Вибухи мають значний вплив на огорожувальні конструкції будівель та споруд. Вибухова хвиля генерує різкі перепади тиску, що створюють сильні ударні навантаження.

Основні аспекти впливу вибуху на конструкції (Рис. 3).

Руйнування від ударної хвилі – вибухова хвиля діє миттєво і з високою інтенсивністю. Перший вплив припадає на зовнішні стіни, вікна, двері та фасади, що може призвести до їх повного або часткового руйнування.

Вібраційні навантаження – при вибуху виникає сильна вібрація, яка передається на всі елементи конструкції.

Деформація і зсуви конструкцій – під впливом вибуху несучі елементи, такі як колони, балки, плити перекриття, прогоны можуть отримати пластичні деформації або зсуви, що негативно впливає на стійкість будівлі. У крайніх випадках це може спричинити частковий або повний обвал споруди.

Утворення вторинних уламків – уламки матеріалів під дією вибуху розлітаються на великій швидкості, що створює додаткову загрозу для людей і здатне викликати подальші пошкодження інших елементів будівлі.

Зниження вогнестійкості – вибух може пошкодити захисні покриття вогнетривких матеріалів на сталевих та залізобетонних елементах. Це значно знижує їхню вогнестійкість і робить конструкцію більш вразливою до подальших ризиків пожежі.



Рис. 2. Пошкодження сталевих конструкцій внаслідок прямого влучання боєприпасу. Автор фото Олександр Глітін

Fig. 2. Damage to steel structures caused by a direct hit from a projectile. Photo by Oleksandr Glitin



Рис. 3. Конструкції будівлі пошкоджені різними аспектами вибухових впливів. Автор фото Олександр Глітін

Fig. 3. Building structures damaged by various aspects of explosive impacts. Photo by Oleksandr Glitin

Порушення інженерних мереж – вибухова хвиля може пошкодити або зруйнувати інженерні мережі (електропостачання, газопостачання, водопровід), що розташовані всередині або поблизу огорожувальних конструкцій. Це часто спричиняє додаткові аварійні ситуації, такі як пожежі або затоплення.

Фундаменти та основа споруди – сильні вибухи можуть спричинити осідання або зміщення фундаменту через порушення структури ґрунтів, особливо якщо вибух відбувається на малій відстані від споруди.

Пошкодження огорожувальних конструкцій залежать від таких факторів, як відстань до епіцентру вибуху, потужність вибуху, матеріали конструкції та особливості її проектування. Для зменшення ризиків інженери розробляють спеціальні захисні конструкції та методи підсилення, що допомагають будівлям витримувати такі надзвичайні ситуації.

Підсиленням прогонів і балок шляхом улаштування двох пружних опор в прольоті наведено в праці [1]. Підсилення конструкцій з різних матеріалів наведено в працях [2-

5]. Інколи, при підсиленні конструкцій застосовуються методи оптимального проектування [6-9]

Підсилення будівельних конструкцій виконується на основі обстеження та оцінки технічного стану будівельних конструкцій, будівель і споруд [10-20]. Та регламентується будівельними нормами [20-26].

МЕТА РОБОТИ

Надати метод підсилення прогонів і балок із застосуванням пружної опори у прольоті для підвищення несучої здатності конструкцій при збільшенні навантаження (встановлення Сонячної електричної станції на покриття чи іншого додаткового обладнання) або пошкодження зумовлених вибухами чи іншими епізодичними навантаженнями. Запропонувати методику розрахунку такого підсилення, що усуває недоліки існуючої науково-технічної літератури та сприяє широкому впровадженню методу для підвищення надійності конструкцій

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

У практиці підсилення будівельних конструкцій використовують рішення з підсилення прогонів і балок шляхом облаштування пружної опори посередині прольоту. Опору встановлюють під підсилюваним елементом за допомогою підпруги, закріпленої на столик у центрі прольоту. Кінці підпруги притискають до підсилюваного елемента за допомогою болтів і додаткових деталей. Таке конструктивне рішення наведено в нормах проектування [21].

Це рішення не вимагає застосування зварювання чи порушення цілісності конструкції. Для створення попереднього напруження передбачено зазор Δ на кінцях підпруг, який закривається під час затягування болтів.

Пропонується виконувати розрахунок підсилення конструкцій за наведеними нижче етапами.

1. Визначають відстань від опори прогону до вузла з'єднання з підсилювальним елементом, на якій момент від граничного

навантаження q дорівнює несучій здатності прогону

$$a = \frac{l}{2} - \sqrt{\frac{l^2}{4} - \frac{2R_y \gamma_c W_x}{q \gamma_n}} \quad (1)$$

2. Визначають мінімальну розвантажувальну силу F , при якій забезпечується міцність в будь-якому перерізі на підсиленій ділянці прогону. Цей розрахунок можна виконувати шляхом поступового наближення:

а) в першому наближенні визначають силу F' , яка потрібна для забезпечення міцності на середині довжини прогону, та відстань X'_M від лівої опори до перерізу, в якому виникає максимальний момент від навантаження q і сили F' :

$$F' = \frac{1}{l - 2a} \left(\frac{ql^2}{2} - \frac{4R_y \gamma_c W_x}{\gamma_n} \right) \quad (2)$$

$$M_x = \frac{qx(l-x)}{2} - \frac{F}{2}(x-a)$$

зрівнюючи похідну і нуль $M'_x = 0$ дістають

$$X'_M = \frac{l}{2} - \frac{F'}{2q} \quad (3)$$

б) у другому наближенні визначають силу F'' , при якій на відстані X'_M від опори виникає момент, рівний несучій здатності прогону, та відстань X''_M від опори до перерізу, в якому діє максимальний момент від q і сили F'' :

$$F'' = \frac{1}{\gamma_n(X'_M - a)} \times \left[qX'_M(l - X'_M)\gamma_n - 2R_y \gamma_c W_x \right]; \quad (4)$$

$$X''_M = \frac{l}{2} - \frac{F''}{2q}. \quad (5)$$

Наступні наближення виконують аналогічно другому наближенню і закінчують ітерацію коли в двох наближеннях виходять значення сили F приблизно однаковими або

значення X_M виходить меншим ніж a . За розрахункове значення сили F беруть середнє за двома останніми наближеннями.

Потрібне значення сили F можна визначити без виконання поступового наближення, якщо використати вираз для X_M в останньому наближенні при $X_M = a$. При цій умові F обчислюють за формулою:

$$F = ql_r \quad (6)$$

4. Визначають реакцію пружної опори $R_{пр}$ із умови рівності прогинів підсилювального елемента від сили $R_{пр}$ і прогону в середині прольоту від навантаження q_s (враховуючи прогин у вузлі від регулювання зусиль) і сили $R_{пр}$

$$R_{пр} = 2q_s \times \quad (7)$$

$$\times \left(\frac{5}{16} l^4 - al^3 + 2a^3l - a^4 \right) \times \frac{I_{x,r}}{l^3 I_{x,r} + l_r^3 I_x}$$

5. Визначають силу попереднього напруження $F_{п.н.}$

$$F_{п.н.} = (F - R_{пр}) \gamma_{fm} \quad (8)$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за силою $F_{п.н.}$; $\gamma_{fm} = 1,1$. [26]

6. Визначають зазор Δ для створення сили попереднього напруження від сили $F_{п.н.}/2$, рівний сумі прогинів прогону як балки довжиною $l/2$ з жорсткою та шарнірною опорами і підсилювального елемента як консолі довжиною $l_r/2$

$$\Delta = \frac{F_{п.н.} l_r^3}{48E} \left(\frac{(8a + 3l_r)a^2}{I_x l^3} + \frac{1}{I_r} \right) \quad (9)$$

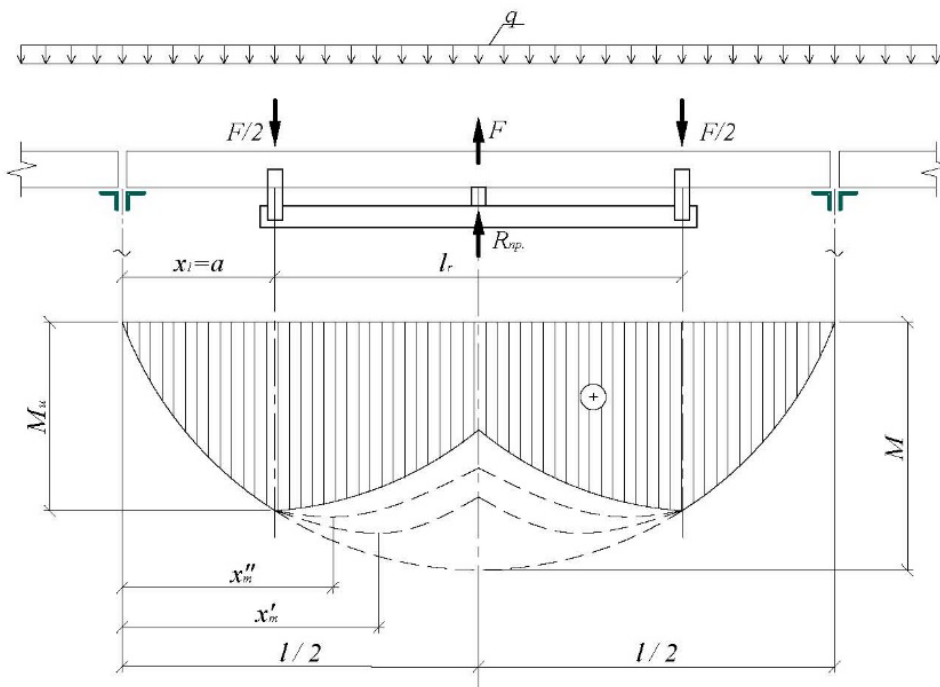


Рис. 4. Схема конструктивного рішення підсилення прогону з застосуванням пружної опори в середині прольоту і епюри моментів.

Fig. 4. Diagram of the structural reinforcement solution for the purlin using an elastic support in the middle of the span and moment diagrams.

7. Визначають діаметр болтів у вузлі регулювання зусиль за потрібною площею перерізу болта нетто при застосуванні двох болтів [25]

$$A_{bn} = \frac{(F_{п.н.} + R_{пр})\gamma_n}{4R_{bt}\gamma_c} \quad (10)$$

γ_n – коефіцієнт відповідальності [24];

8. Перевіряють напруження в прогоні на середині довжини при регулюванні зусиль

$$\sigma = \left| \frac{q_n l^2 - 2F_{п.н.} l_r}{8W_x} \right| \leq \frac{R_y \gamma_c}{\gamma_n} \quad (11)$$

9. Перевіряють прогин на середині прольоту (наприклад, при використанні q_e [26])

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_e l^4}{EI_x} - \frac{F}{48EI_x} \times (l^3 + 4a^3 - 3al^2) \leq f_u / \gamma'_n \quad (12)$$

Приклад 1.

Розрахувати підсилення прогону при малоухильній покрівлі. Прогін із швелера №24У з характеристиками:

$$W_x = 242 \text{ см}^2;$$

$$I_x = 2900 \text{ см}^2;$$

маса 1 м 24 кг.

Розрахунковий опір матеріалу прогону і підсилювальних елементів $R_y = 240$ МПа, коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$.

Постійне навантаження:

- граничне $q_n = 4$ кН/м,

- експлуатаційне $q_{n,e} = 3,6$ кН/м.

- змінне навантаження, яке діє після підсилення: граничне $q_s = 13,21$ кН/м, експлуатаційне $q_{s,e} = 12,7$ кН/м.

Загальне навантаження:

- граничне $q = 17,21$ кН/м,

- експлуатаційне $q_e = 16,3$ кН/м.

Клас наслідків СС2, коефіцієнт відповідальності при першій та другій групах граничних станів: $\gamma_n = 1,05$; $\gamma'_n = 0,975$. Підсилення здійснити з застосуванням пружної

опори в середині прольоту і епюри моментів (див.рис.4).

1. Визначаємо відстань від опори прогону до осі вузла з'єднання з підсилювальним елементом

$$a = \frac{6}{2} - \sqrt{\frac{6^2}{4} - \frac{2 \cdot 24 \cdot 10^4 \cdot 1 \cdot 242 \cdot 10^{-6}}{17,21 \cdot 1,05}} = 1,4 \text{ м.}$$

2. Визначаємо потрібну силу F :

$$F = q(l - 2a) = 17,21(6 - 2 \cdot 1,4) \approx 55 \text{ кН}$$

3. Підбираємо поперечний переріз підсилювального елемента:

$$l_r = l - 2a = 6 - 2 \cdot 1,4 = 3,2 \text{ м;}$$

$$W_{\text{потр}} = \frac{F}{2} \cdot \frac{l_r \gamma_n}{2R_{yr} \gamma_c} = \frac{55}{2} \cdot \frac{3,2 \cdot 1,05 \cdot 10^6}{2 \cdot 24 \cdot 10^4} = 192,5 \text{ см}^3;$$

беремо швелер №22П з $W_{x,r} = 193 \text{ см}^3 > 192,5 \text{ см}^3$, $I_{x,r} = 2120 \text{ см}^4$, маса 1 м 21 кг.

4. Визначаємо реакцію пружної опори

$$R_{пр} = 2 \cdot 13,21 \left(\frac{5}{16} \cdot 6^4 - 1,4 \cdot 6^3 + 2 \cdot 1,4^3 \cdot 6 - 1,4^4 \right) \times \frac{2120}{6^3 \cdot 2120 + 3,2^3 \cdot 2120} = 13,34 \text{ кН.}$$

5. Визначаємо силу попереднього напруження

$$F_{п.н.} = (55 - 13,34) \cdot 1,1 = 45,826 \text{ кН.}$$

6. Визначаємо зазор у вузлі регулювання зусиль для створення попереднього напруження

$$\Delta = \frac{826 \cdot 3,2^3}{48 \cdot 2,06 \cdot 10^8} \left[\frac{(8 \cdot 1,4 + 3 \cdot 3,2) \cdot 1,4^2}{2900 \cdot 10^{-8} \cdot 6^3} + \frac{1}{2120 \cdot 10^{-8}} \right] = 0,008152 \text{ м;}$$

беремо $\Delta = 0,9 \text{ см.}$

7. Визначаємо діаметр болтів у вузлі регулювання зусиль:

беремо клас міцності болтів 5.6 з $R_{bt} = 22,5 \text{ кН/см}^2$; кількість болтів $n_b = 2$; $A_{bn} = \frac{(F_{п.н} + R_{пр})\gamma_n}{n_b 2 R_{bt}} = \frac{(45,826 + 13,34) \cdot 1,05}{2 \cdot 2 \cdot 22,5} = 0,69 \text{ см}^2$;
беремо $d = 16 \text{ мм}$ з $A_{bn} = 1,57 \text{ см}^2 > 0,69 \text{ см}^2$.

8. Перевіряємо напруження в прогоні на стадії регулювання зусилля

$$\sigma = \left| \frac{4 \cdot 600^2 \cdot 10^{-2} - 2 \cdot 45,826 \cdot 320}{8 \cdot 242} \right| \cdot 10 \\ == 77,1 \text{ МПа} < \frac{240 \cdot 1}{1,05} \\ = 229 \text{ МПа.}$$

9. Перевіряємо прогин на середині прольоту

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{16,3 \cdot 6^4}{2,06 \cdot 10^8 \cdot 2900 \cdot 10^{-8}} \\ - \frac{48 \cdot 2,06 \cdot 10^8 \cdot 2900 \cdot 10^{-8}}{600} (6^3 + 4 \cdot 1,4^3 \\ - 3 \cdot 1,4 \cdot 6^2) = 0,0315 \text{ м} = 3,15 \text{ см} \\ \approx \frac{600}{200 \cdot 0,975} = 3,08 \text{ см.}$$

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Запропонований метод підсилення прогонів і балок із застосуванням пружної опори у прольоті є ефективним інженерним рішенням, яке підвищує несучу здатність конструкцій. Суть методу полягає у встановленні спеціального елемента (підпруги) під конструкцію, яку необхідно підсилити (балка, прогін). Підпругу додатково закріплюють болтовими з'єднаннями та підкладками. Це створює додаткові пружні опори, що знижують навантаження на підсилюваний елемент, розподіляючи його між основним прогоном і підпругами.

Основні переваги цього методу:

1. **мінімальне втручання в конструкцію** – оскільки підсилення виконується без зварювання і без порушення

цілісності основного прогону, це зменшує ризик пошкодження та спрощує монтаж;

2. **створення попереднього напруження** – передбачений зазор Δ на кінцях підпруг дозволяє створити попереднє напруження при затягуванні болтів, що підвищує жорсткість конструкції та забезпечує ефективний перерозподіл навантажень;

3. **підвищення надійності** – завдяки перерозподілу навантаження конструкція стає більш стійкою до деформацій і тривалих навантажень, що забезпечує її довговічність і безпечну експлуатацію.

Оскільки в науково-технічній літературі не розроблено повного розрахунку для такого підсилення, дана стаття заповнює цю прогалину, надаючи необхідну розрахункову методичку. Такий підхід дозволить більш широко впровадити метод у будівельну практику, підвищуючи надійність та ефективність конструкцій при мінімальних витратах на додаткові матеріали та час на монтаж.

Розроблена методика розрахунку підсилення прогонів і балок для типових конструктивних рішень проста і забезпечить надійну роботу підсилених конструкцій. Подальша задача для розвитку цієї тематики – дослідження параметрів, що впливають на величину реакції пружних опор.

Запропонований метод підсилення показаний на прикладі сталевих конструкцій, але при необхідності може бути інтерпольований і на конструкції з інших матеріалів, таких як дерев'яні чи залізобетонні.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Бабічев П., Глітін О., Радецький С. (2019).** Практична методика розрахунку підсилення металевих прогонів і балок шляхом улаштування двох пружних опор в прольоті. *Містобудування та територіаль-не планування*, (71), 46–52. <https://doi.org/10.32347/2076-815x.2019.71.46-52>

2. Михайловський Д., Комар М. (2022). Аналіз напружено-деформованого стану рам з клеєної деревини підсиленних композитними стрічками. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (11), 53–60.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.11.2022.53-60>
3. Панченко О., Іваницький Я., Кунь П., Журавський, О. (2017). Визначення довговічності залізобетонних мостових балок, підсиленних композитними стрічками// *Фізико-Хімічна Механіка Матеріалів*. -2017. -Т. 53, NO 5. -С. 73-77.
http://nbuv.gov.ua/UJRN/PHKhMM_2017_53_5_12
4. Сморгалов Д., Затилюк Г., Винокур В. (2024). Підсилення монолітних залізобетонних конструкцій з використанням попередньо напружених арматурних канатів // *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*. Луцьк, ЛНТУ. 2024, Випуск 21.
[https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2024-11\(21\)-24](https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2024-11(21)-24).
5. Colombi P., Vociarelli M., Calabrese A.S., D'antino T., Pava T. (2024). Externally Bonded CFRP Reinforcement of Steel Structures: Mechanical Characterization of a Toughened Epoxy Adhesive. *Proceedings of the 6th International Conference on Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Civil Structures. SMAR 2021. Lecture Notes in Civil Engineering*, vol 259. Springer, Singapore.
https://doi.org/10.1007/978-981-99-3362-4_50
6. Permyakov v., Glitin O. (2006) Optimum design of transverse frames containing elements of variable stiffness in frameworks of buildings *Proceedings of the 11th International Conference on Metal Structures, ICMS-2006 - Progress in Steel, Composite and Aluminium Structures*.
7. Білик А., Білик С., Глітін О., Джанов Л. (2022). Оптимальна висота сталевих двотаврових балок зі змінною шириною полиць. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (12), 42–52.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.12.2023.42-52>
8. Лавріненко Л., Олійник Д. (2020). Области оптимальних параметрів сталевих гофро-важких балок. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (7), 45–56.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.7.2020.45-56>
9. Yurchenko V., Peleshko I. (2022). Optimization of cross-section dimensions of structural members made of cold-formed profiles using compromise search. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*, 5 № 7 (119), 84–95.
<https://doi.org/10.15587/1729-4061.2022.261037>
10. Абрамов В.М. До питання оцінки технічного стану будівельних конструкцій, будівель і споруд. – В.М. Абрамов, С.В. Колесніченко. Будівництво України, №4. 2016. С. 2-5.
11. Клименко Є.В. Методика прогнозування технічного стану / *Вісн. Одес. держ. акад. будівництва та архітектури*. Вип.26. Одес. держ. акад. будівництва та архітектури. Одеса: ОДАБА, 2007. С. 172–179.
12. Клименко Є.В., Дорофєєв В.С. Технічний стан залізобетонних конструкцій після нетривалого перевантаження. / *Вісн. Одес. держ. акад. будівництва та архітектури*. Вип. 23. Одес. держ. акад. будівництва та архітектури. Одеса: ОДАБА, 2006. С. 69–76.
13. Гетун, Г., Колякова, В. ., Соломін, А., & Безклубенко, І. (2022). Особливості проектування сталевих сейсмостійких конструкцій висотних будівель. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (11), 18–31
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.11.2022.18-31>
14. Chyrva, T. ., Martynov, V., Koliakova, V., & Chyrva, V. (2022). A the influence of blasting on buildings and constructions. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (10), 143–149.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.10.2022.143-149>
15. Колесніченко С.В. Оцінка ризику експлуатації металевих конструкцій. / *Збірник наукових праць Укрндіпроект-стальконструкція ім. В.М. Шимановського*. Відп.ред. О.В. Шимановський // Київ: – Вид-во «Сталь», 2010. Вип. 5. – С. 151-158.
16. Колесніченко С.В. Принципи визначення залишкового ресурсу будівельних конструкцій в умовах їх довготривалої експлуатації. *Збірник наукових праць Укрндіпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського*. / Відп.ред. О.В. Шимановський // Київ: - Вид-во «Сталь», Вип. 7.- 2011- С. 86-96.
17. Колесніченко С.В. Визначення технічного стану сталеві кроквяної ферми промислової будівлі за показником індексу надійності β. /С.В. Колесніченко, І.Ю. Черних // *Вісті Донецького гірничого інституту. Всеукраїнський науково-технічний журнал*. - Покровськ, ДВНЗ «ДонНТУ» 1(44) 2019. – С. 107-115. DOI:

- <https://doi.org/10.31474/1999-981x-2019-1-107-115>.
18. **Kolesnichenko S.** The Principles of Risk Assessment for Building Steel Structures with Imperfections. – *International Journal of Innovative Technology and Exploring Engineering (IJITEE)*. Volume-8. Issue-8. June 2019. – pp. 2735 – 2739.
 19. **Колесніченко С. В.** Загальні принципи оцінки ризику експлуатації сталевих конструкцій та визначення їх залишкового ресурсу. / С. В. Колесніченко, Ю. В. Селютін, І. Ю. Черних, К. Б. Мнацаканян // *Scientific Journal «ScienceRise» № 11(40) 2017*. - С. 37-42. DOI:10.15587/2313-8416.2017.116444.
 20. **Перельмутер А.В.** Стан та залишковий ресурс фонду будівельних металевих конструкцій в Україні /А.В. Перельмутер, В.М. Гордєєв, Є.В. Горохов та ін. Київ: УІНСіЗР, 2002. 92 с.
 21. **Koliakova, V., Dumych, A., & Sumak, A.** (2024). Stress-strain state of shelter structures under the action of air shock wave. *Sworl-Us Conference Proceedings, 1(usc22-01)*, 49–56. <https://doi.org/10.30888/2709-2267.2024-22-00-020>
 22. **Шимановський О.В., Колесніченко С.В.** Визначення процедури та складу обстеження з метою розрахунку залишкового ресурсу / "Промислове будівництво та інженерні споруди". № 3, 2018. - С. 2-6.
 23. **ДСТУ Б В.2.6-210:2016.** Оцінка технічного стану сталевих будівельних конструкцій, що експлуатуються. *Чинний від 2017-01-01. Вид. офіц.. Київ: УкрНДНЦ, 2016. 52 с.*
 24. **ДСТУ 9273:2024.** Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінювання їхнього технічного стану. Механічний опір та стійкість. *Чинний від 2024-09-01. Вид. офіц. Київ, ДП УкрНДНЦ, 2024.*
 25. **ДСТУ Б В.3.1-2:2016** Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд. *Чинний від 2017-04-01. Вид. офіц. Київ, ДП УкрНДНЦ, 2016.*
 26. **ДБН В.1.2-14:2018.** Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Зі Зміною №1. *Чинні з 2022-09-01. Київ, Мінрегіон України, 2022. – 35 с.*
 27. **ДБН В.2.6-198:2014** Сталеві конструкції. Норми проектування. Зі Зміною № 1 *Чинні з 2022-09-01. Київ, Мінрегіон України, 2014. – 298 с*
 28. **ДБН В.1.2-2:2006.** Навантаження і впливи. Норми проектування. Зі зміною №1 та №2. *Чинні з 2020-06-01. Київ, Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2006. – 68 с.*

REFERENCES

1. **Babichev P., Glitin O., Radetskyi S. (2019).** Praktychna metodyka rozrakhunku pidsylennia metalevykh prohonoriv i balok shliakhom ulashtuvannya dvokh pruzhnykh opor v proloti. *Mistobu duvannia ta terytorialne planuvannia*, (71), 46–52. <https://doi.org/10.32347/2076-815x.2019.71.46-52>
2. **Mykhailovskyi D., Komar M. (2022).** Analiz napruzhenno-deformovanoho stanu ram z kleienoї derevyny pidsylenykh kompozytnymy strichkamy. *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka*, (11), 53–60. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.11.2022.53-60>
3. **Panchenko O., Ivanytskyi Ya., Kun P., Zhuravskyi, O. (2017).** Vyznachennia dovhovichnosti zalizobetonnykh mostovykh balok, pidsylenykh kompozytnymy strichkamy// *Fizyko-Khimichna Mekhanika Materialiv*. - 2017. -T. 53, NO 5. -S. 73-77. http://nbuv.gov.ua/UJRN/PHKhMM_2017_53_5_12
4. **Smorkalov D., Zatyliuk H., Vynokur V. (2024).** Pidsylennia monolitnykh zalizobetonnykh konstruksii z vykorystanniam poperedno napruzhenykh armaturnykh kanativ // *Suchasni tekhnolohii ta metody rozrakhunkiv u budivnytstvi. Lutsk, LNTU. 2024, Vypusk 21.* [https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2024-11\(21\)-24](https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2024-11(21)-24).
5. **Colombi P., Bocciarelli M., Calabrese A.S., Dantino T., Papa T. (2024).** Externally Bonded CFRP Reinforcement of Steel Structures: Mechanical Characterization of a Toughened Epoxy Adhesive. *Proceedings of the 6th International Conference on Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Civil Structures. SMAR 2021. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 259. Springer, Singapore.* https://doi.org/10.1007/978-981-99-3362-4_50
6. **Permyakov v., Glitin O. (2006)** Optimum design of transverse frames containing elements of variable stiffness in frameworks of buildings *Proceedings of the 11th International Conference on Metal Structures, ICMS-2006 - Progress*

- in Steel, Composite and Aluminium Structures. ISBN: 0415401208 9780415401203*
7. **Bilyk A., Bilyk S., Glitin O., Dzhanov L. (2022).** Optymalna vysota stalevykh dvotavrovnykh balok zi zminnoiu shyrynoiu polyts. *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka*, (12), 42–52. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.12.2023.42-52>
 8. **Lavrinenko L., Oliinyk D. (2020).** Oblasti optymalnykh parametriv stalevykh hofrovanykh balok. *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka*, (7), 45–56. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.7.2020.45-56>
 9. **Yurchenko V., Peleshko I. (2022).** Optimization of cross-section dimensions of structural members made of cold-formed profiles using compromise search. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*, 5 № 7 (119), 84–95. <https://doi.org/10.15587/1729-4061.2022.261037>
 10. **Abramov V.M.** Do pytannia otsinky tekhnichnoho stanu budivelnykh konstruksii, budivel i sporud. – **V.M. Abramov, S.V. Kolesnichenko.** *Budivnytstvo Ukrainy*, №4. 2016. S. 2-5.
 11. **Klymenko Ye.V.** Metodyka prohozuvannia tekhnichnoho stanu / *Visn. Odes. derzh. akad. budivnytstva ta arkhitektury. Vyp.26. Odes. derzh. akad. budivnytstva ta arkhitektury. Odesa: ODABA, 2007. S. 172–179.*
 12. **Klymenko Ye.V., Dorofiev V.S.** Tekhnichni stan zalizobetonnykh konstruksii pislia netryvaloho perevantazhennia. / *Visn. Odes. derzh. akad. budivnytstva ta arkhitektury. Vyp. 23. Odes. derzh. akad. budivnytstva ta arkhitektury. Odesa: ODABA, 2006. S. 69–76.*
 13. **Getun, H., Koliakova, V., Solomin, A., & Bezklubenko, I. (2022).** Osoblyvosti proiektuvannia stalevykh seismostiikykh konstruksii vysotnykh budivel. *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka*, (11), 18–31. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.11.2022.18-31>
 14. **Chyrva, T., Martynov, V., Koliakova, V., & Chyrva, V. (2022).** A the influence of blasting on buildings and constructions. *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka*, (10), 143–149. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.10.2022.143-149>
 15. **Kolesnychenko S.V.** Otsinka ryzyku ekspluatatsii metalevykh konstruksii. / *Zbirnyk naukovykh prats Ukrndipro-ektstalkonstruksiiia im. V.M. Shymanovskoho. Vidp.red. O.V. Shymanovskyi // Kyiv: – Vyd-vo «Stal», 2010. Vyp. 5. – S. 151-158.*
 16. **Kolesnychenko S.V.** Pryntsypy vyznachennia zalyshkovoho resursu budivelnykh konstruksii v umovakh yikh dovhotryvaloi ekspluatatsii. *Zbirnyk naukovykh prats Ukrndipro-ektstalkonstruksiiia im. V.M. Shymanovskoho./ Vidp.red. O.V. Shymanovskyi // Kyiv: - Vyd-vo «Stal», Vyp. 7.- 2011- S. 86-96.*
 17. **Kolesnichenko S.V.** Vyznachennia tekhnichnoho stanu stalevoi krokvianoii fermi promyslovoi budivli za pokaznykom indeksu nadiinosti β. /S.V. Kolesnichenko, I.Iu. Chernykh // *Visti Donetskooho hirnychoho instytutu. Vseukrainskyi na-ukovo-tekhnichniy zhurnal. - Pokrovsk, DVNZ «DonNTU» 1(44) 2019. – S. 107-115.* [https://doi.org/10.31474/1999-981x-2019-1-107-115.](https://doi.org/10.31474/1999-981x-2019-1-107-115)
 18. **Kolesnichenko S.** The Principles of Risk Assessment for Building Steel Structures with Imperfections. – *International Journal of Innovative Technology and Exploring Engineering (IJITEE). Volume-8. Issue-8. June 2019. – pp. 2735 – 2739.*
 19. **Kolesnichenko S. V.** Zahalni pryntsypy otsinky ryzyku ekspluatatsii stalevykh konstruksii ta vyznachennia yikh zalyshkovoho resursu. / S. V. Kolesnichenko, Yu. V. Seliutin, I. Yu. Chernykh, K. B. Mnatsakanian // *Scientific Journal «ScienceRise» № 11(40) 2017. - S. 37-42. DOI:10.15587/2313-8416.2017.116444.*
 20. **Perelmutter A.V.** Stan ta zalyshkovyi resurs fondu budivelnykh metalevykh konstruksii v Ukraini /A.V. Perelmutter, V.M. Hordeiev, Ye.V. Horokhov ta in. Kyiv: UINSiZR, 2002. 92 s.
 21. **Koliakova, V., Dumych, A., & Sumak, A. (2024).** Stress-strain state of shelter structures under the action of air shock wave. *Sworl-Us Conference Proceedings, 1(usc22-01), 49–56.* <https://doi.org/10.30888/2709-2267.2024-22-00-020>
 22. **Shymanovskyi O.V., Kolesnichenko S.V.** Vyznachennia protsedury ta skladu obstezhennia z metoiu rozrakhunku zalyshkovoho resursu / *"Promyslove budivnytstvo ta inzhenerni sporudy». № 3, 2018. - S. 2-6.*
 23. **DSTU B V.2.6-210:2016.** Otsinka tekhnichnoho stanu stalevykh budivelnykh konstruksii, shcho ekspluatuiutsia. *Chynnyi vid 2017-01-01. Vyd. ofits.. Kyiv: UkrNDNTs, 2016. 52 s.*
 24. **DSTU 9273:2024.** Nastanova shchodo obstezhennia budivel i sporud dlia vyznachennia

- ta otsiniuvannia yikhnoho tekhnichnoho stanu. Mekhanichniy opir ta stiikist. *Chynnyi vid 2024-09-01. Vyd. ofits. Kyiv, DP UkrNDNTs, 2024.*
25. **DSTU B V.3.1-2:2016** Remont i pidsylennia nesuchykh i ohorodzuvalnykh budivelnykh konstruksii ta osnov budivel i sporud. *Chynnyi vid 2017-04-01. Vyd. ofits. Kyiv, DP UkrNDNTs, 2016.*
26. **DBN V.1.2-14:2018.** Systema zabezpechennia nadiinosti ta bezpeky budivelnykh obiektiv. Zahalni pryntsy py zabezpechennia nadiinosti ta konstruktivnoi bezpeky budivel i sporud. Zi Zminoiu №1. *Chynni z 2022-09-01. Kyiv, Minrehion Ukrainy, 2022. – 35 s.*
27. **DBN V.2.6-198:2014** Stalevi konstruksii. Normy proektuvannia. Zi Zminoiu № 1 *Chynni z 2022-09-01. Kyiv, Minrehion Ukrainy, 2014. – 298 s*
28. **DBN V.1.2-2:2006.** Navantazhennia i vplyvy. Normy proektuvannia. Zi zminoiu №1 ta №2. *Chynni z 2020-06-01. Kyiv, Ministerstvo rehionalnoho rozvytku ta budivnytstva Ukrainy, 2006. – 68 s.*

AN EFFECTIVE METHOD FOR STRENGTHENING STEEL BEAMS AND PURLINS USING AN ELASTIC SUPPORT IN THE SPAN

*Oleksandr GLITIN,
Serhii BILYK,
Serhii RADETSKYI,
Oleh SONKO,
Oleksii KRAVCHENKO*

Summary. The article is devoted to the development of theoretical approaches to strengthening bending elements, such as beams and girders, through the installation of an elastic support at the midpoint of the span where the maximum bending moment occurs, as well as the development of a practical calculation method for such reinforcement. The need for strengthening may arise under

various conditions, including prolonged operation beyond the design lifespan, increased service loads on existing structures, wear and tear of structures, or damage caused by episodic additional loads (e.g., earthquakes, explosions).

The purpose of the study is to provide a practical method for reinforcing girders and beams using an elastic support at the span to increase the load-bearing capacity of structures under increased loads (e.g., installation of solar power stations or other additional equipment on roofs) or in cases of damage caused by explosions or other episodic loads that reduce the cross-sectional geometric characteristics and require rapid strengthening. The article proposes a calculation methodology for this type of reinforcement that addresses shortcomings in existing scientific and technical literature and facilitates the broader implementation of the method to enhance the reliability of structures.

The article presents an effective method for reinforcing girders and beams in response to increased loading. Using an elastic support (brace) at the span enhances the load-bearing capacity of structures. The method involves installing a brace under the element to be strengthened, secured with additional bolts to create an elastic support that reduces the applied load. This solution eliminates the need for welding or disrupting the structural integrity. A technological gap is provided to create pre-stressing, which is closed during bolt tightening. The main advantages include minimal intervention, the creation of pre-stressing, and increased structural reliability. The article contains a calculation methodology for this reinforcement method, promoting its practical application to improve the efficiency and reliability of structures.

The proposed reinforcement method is demonstrated on steel structures but can be extended, if necessary, to structures made of other materials, such as wood or reinforced concrete.

Keywords: episodic loads, explosive impacts, emergency loads, emergency structures, reinforcement, steel structures.

Стаття надійшла до редакції 10.11.2024

ОСОБЛИВОСТІ ВІДНОВЛЕННЯ ЗБІРНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ РЕБРИСТИХ ПЛИТ ПОКРИТТІВ ПРОМИСЛОВИХ БУДІВЕЛЬ, ЗРУЙНОВАНИХ ОБСТРІЛАМИ

Олександр ЖУРАВСЬКИЙ¹, Дмитро ЖУРАВСЬКИЙ², Олександр ПОВАЖНЮК³,

^{1,2,3}Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037

¹zhuravskiy.od@knuba.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0001-7065-3312>

²dima.zuravskiy@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0003-2702-9367>

³povazhnuk.olexandr@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0003-0522-2174>

Анотація. З початком повномасштабної війни, розпочатої російськими загарбниками, були пошкоджені та зруйновані будівлі та споруди промислового призначення та критичної інфраструктури [7...10]. При частковому пошкодженні несучих конструкцій покриття є можливість їхнього відновлення або заміни на нові. Для заміни зруйнованих плит на нові необхідно використовувати баштові крани.

При існуючій забудові та великій висоті будівель використовувати баштові крани немає можливості та економічно не вигідно. Крім того, роботи необхідно виконувати у стислі терміни та якісно, забезпечуючи достатню несучу здатність. Для вирішення цієї задачі було прийнято використання плит покриття з монолітного залізобетону по профнастилу та металевим балкам. В таких плитах профнастил відіграє роль як незнімної опалубки так і зовнішнього армування. Улаштування таких плит виконується на покритті з окремих елементів. Для скорочення термінів виконання робіт використовується швидкотверднучий бетон [11, 12]. При цьому можливо використовувати легкі підймальні механізми.

Також необхідно забезпечити розміри плит, які існували. Це збірні ребристі залізобетонні плити з розмірами в плані 6,0×1,5 м та висотою перерізу 300 мм. Для прикладу використані результати обстеження та підсилення покриття двох будівель промислового та адміністративного призначення, виконані співробітниками кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій



Олександр ЖУРАВСЬКИЙ

завідувач кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій,
д.т.н., професор



Дмитро ЖУРАВСЬКИЙ

аспірант кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій



Олександр ПОВАЖНЮК

аспірант кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій,

КНУБА. В роботі наведена методика розрахунку залізобетонної плити покриття по профнастилу та комплексної метало-залізобетонної балки.

Розрахунки виконувались на стадії зведення та на стадії експлуатації згідно діючих норм для даного типу конструкцій [1...6, 13...25].

Ключові слова: відновлення; залізобетонні плити покриття; профнастил; металевий швелер; несуча здатність.

РЕЗУЛЬТАТИ ОБСТЕЖЕННЯ ТА ВІДНОВЛЕННЯ І ПІДСИЛЕННЯ ПЛИТ ПОКРИТТЯ

У результаті військових дій багато будівель та споруд зазнають ураження від артилерійських обстрілів. Найбільш уразливими є покриття будівель та споруд. Руйнування може бути повним з обваленням усіх конструкцій або частковим з незначним пошкодженням (руйнування декількох плит або їх

частин).

На рис. 1 наведено руйнування збірних залізобетонних ребристих плит покриття промислової будівлі. Тут зафіксовано повне руйнування трьох плит покриття світлового ліхтаря та руйнування полиць та поперечних ребер двох плит покриття. На рис. 2 наведено руйнування збірних залізобетонних ребристих плит покриття адміністративної будівлі. Тут зафіксовано руйнування полиць та поперечних ребер двох плит покриття.



Рис. 1. Зруйновані плити покриття внаслідок артилерійського обстрілу. Фото 1. Д. Журавський, 2022
Fig. 1. Destroyed cover slabs as a result of artillery fire. Photos 1 by D. Zhuravskiy, 2022



Рис. 2. Зруйновані плити покриття адміністративної будівлі внаслідок артилерійського обстрілу. Фото 2. Д. Журавський, 2022
Fig. 2. Destroyed roof slabs of an administrative building due to artillery fire. Photos 2 by D. Zhuravskiy, 2022

Для відновлення повністю зруйнованих плит покриття використовуємо плити покриття з монолітного залізобетону по профнастилу та металевим балкам (рис. 3).

У якості повздовжніх ребер були прийняті балки з металевого швелера №20, а монолітна з/б плита з бетону класу С16/20 по профнастилу марки Н60×640×1,0.

Профнастил розташовується у поперечному напрямку і опирається на металеві балки. Плита армується арматурною сіткою С1, яка зварена з арматурних стержнів Ø8А400С з кроком 100 мм у двох напрямках. Для спільної роботи монолітної з/б плити та металевих балок необхідно влаштувати анкери, які приварюють до верхньої полиці балок через профнастил. Анкери виконані з арматурних стержнів Ø8А240С.

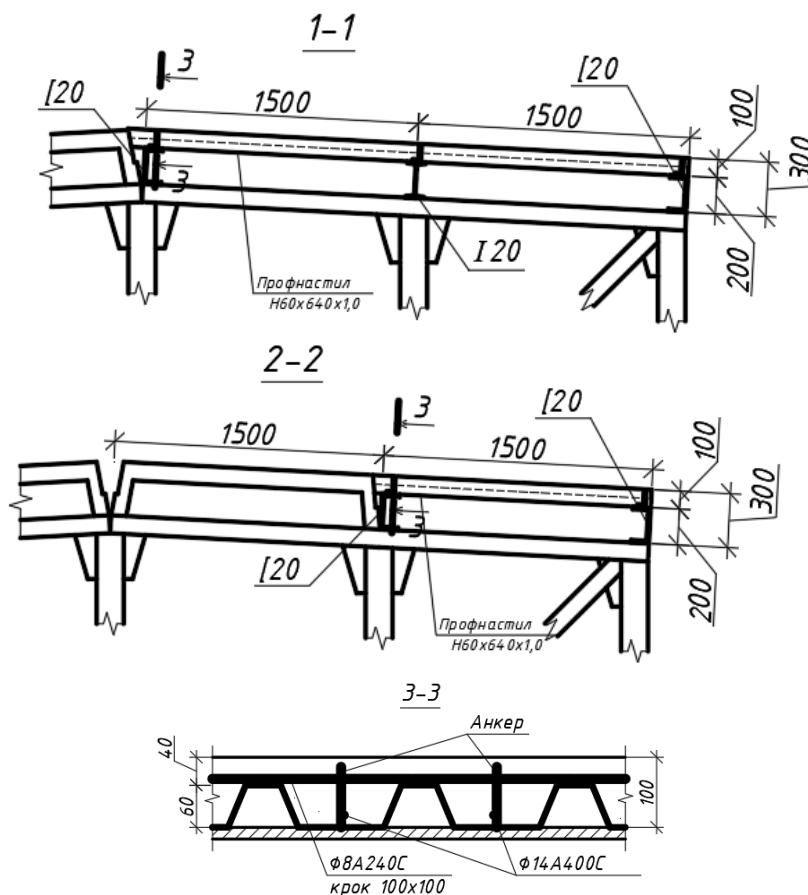


Рис. 3. Відновлення плит покриття світлового ліхтаря.
Fig. 3. Restoration of skylight covering plates

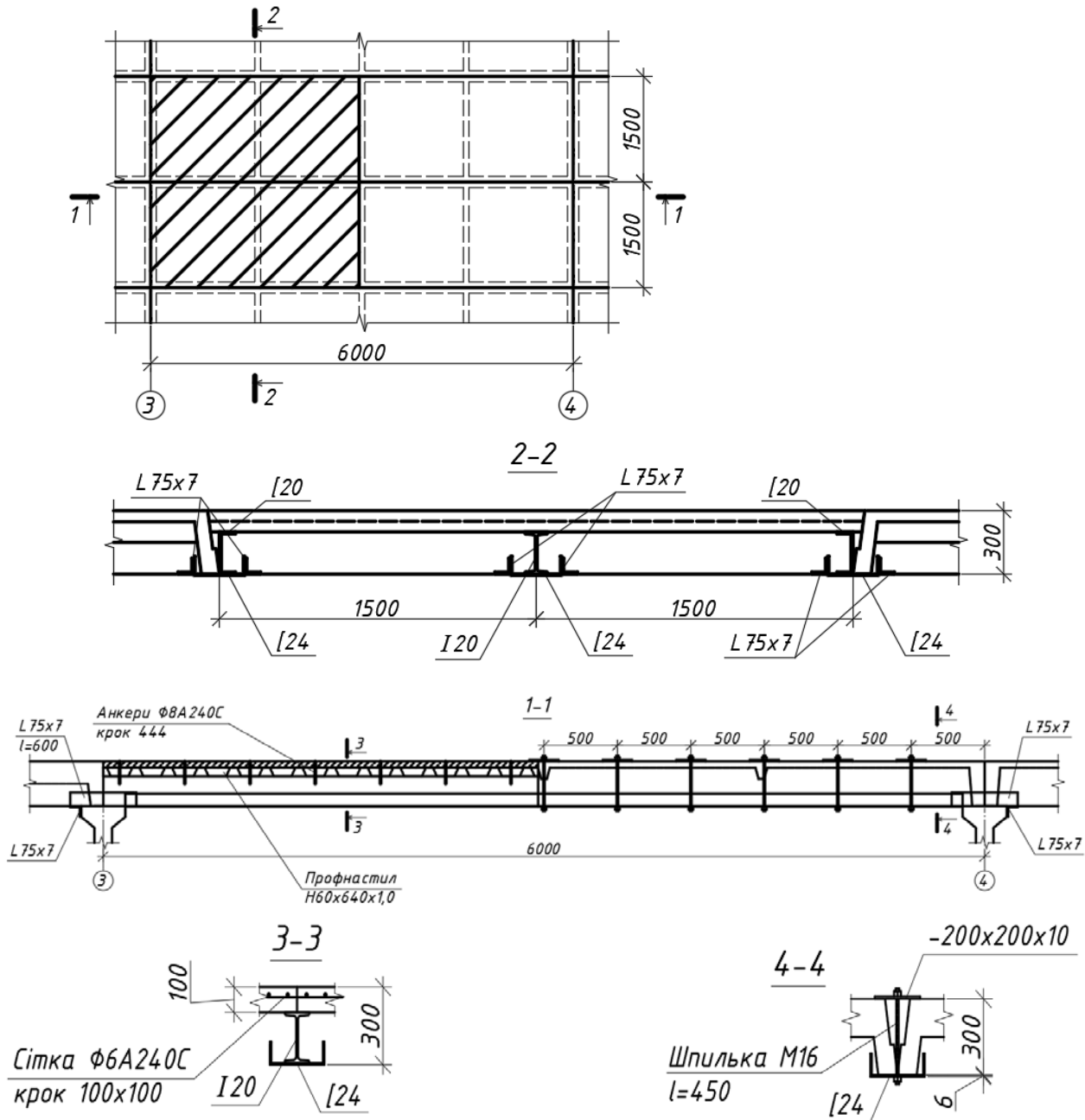


Рис. 4. Відновлення плит покриття адміністративної будівлі.
Fig. 4. Restoration of covering plates of the administrative building.

Для підсилення частково зруйнованих плит покриття адміністративної будівлі використовуємо плити покриття з монолітного залізобетону по профнастилу та металевим балкам в $\frac{1}{2}$ частині плит (рис. 4).

У якості поперечних ребер були прийняті балки з металевого швелера №20 та двотавр №20, а монолітна з/б

плита з бетону класу С16/20 по профнастилу марки Н60×640×1,0 аналогічно як у попередньому випадку. Для об'єднання металевих балок та поперечних ребер з/б плит влаштовується швелери №24 по усій довжині поперечних ребер плити (6,0 м). Швелери встановлюються горизонтально і закріплюються до з/б плит шпильками М16 та пластин -200×200×10.

РОЗРАХУНОК МЕТАЛО-ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПЛИТИ ПОКРИТТЯ ПО ПОПРОФНАСТИЛУ

Для розрахунку використовуємо програмний комплекс SCAD++, який реалізує метод скінчених елементів. Розрахунок виконувався на стадії зведення та на стадії експлуатації. Розрахункова модель наведена на рис. 5.

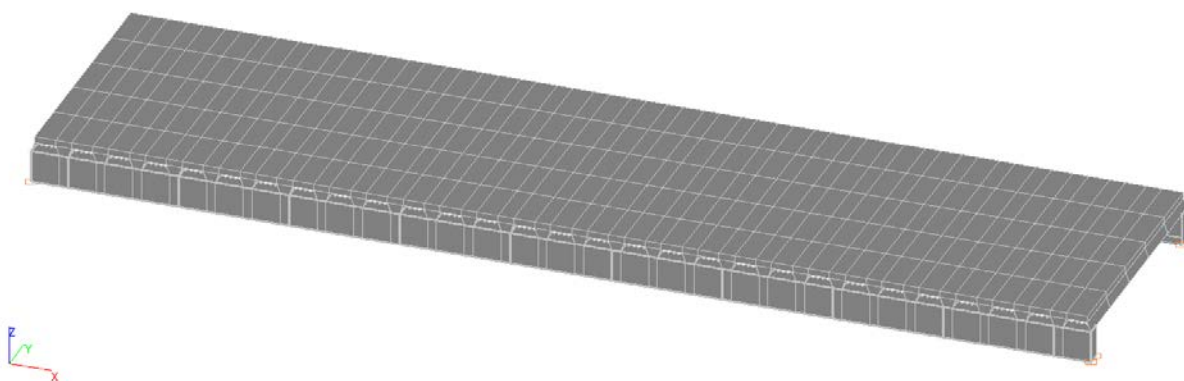


Рис. 5. Розрахункова модель метало-залізобетонні плити покриття по профнастилу.
Fig. 5. Calculation model of metal-reinforced concrete slabs for covering on corrugated board

Розрахунок на стадії зведення

При розрахунку на стадії зведення працюють повздовжні балки та профнастил. Навантаження діють від власної ваги та ваги бетону. У результаті розрахунку отримані переміщення від сумарних навантажень (рис. 6). Максимальні переміщення (прогини) плити становили 149,4 мм, що

перевищують гранично допустимі $1/200)6000=30$ мм. Це говорить про те, що вкладання бетону потрібно виконувати шарами (30...40 мм) після набору міцності попереднього шару (5...7 діб) або влаштувати тимчасові опори під повздовжні балки та профнастил.

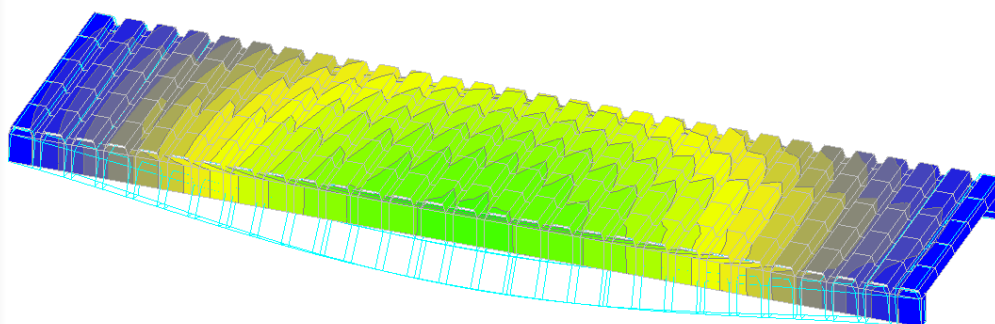
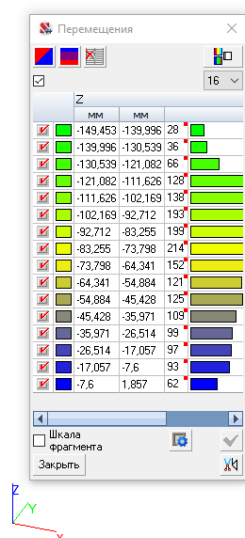


Рис. 6. Схема переміщень по осі Z від сумарних навантажень на стадії зведення.
Fig. 6. Scheme of movements along the Z axis from total loads at the construction stage.

Розрахунок на стадії експлуатації

При розрахунку на стадії затвердівший бетон включається в роботу завдяки анкерним стержням, які приварені до поздовжніх балок зі швелера. Навантаження на плиту діють від власної ваги (включно з вагою затвердівшого бетону), ваги покрівлі (утеплювач з пінополістиролу 100 мм, армована стяжка 40 мм, шар руберойду на мастиці) та снігового навантаження.

У результаті розрахунку отримані переміщення від сумарних навантажень (рис. 7). Максимальні переміщення (прогини) плити становили 1,3 мм, що не перевищують гранично допустимі $(1/200)6000=30$ мм.

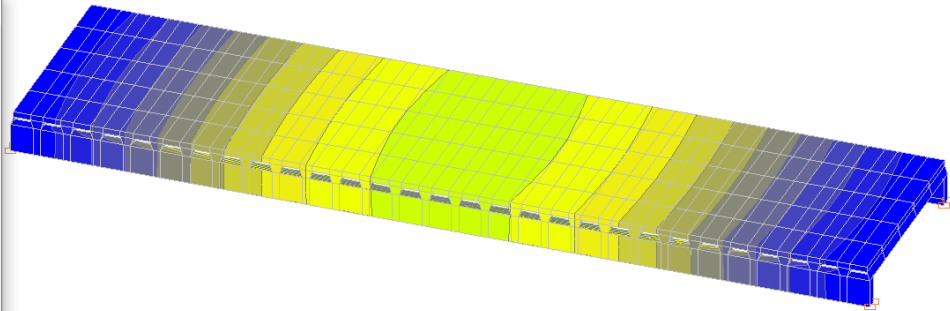
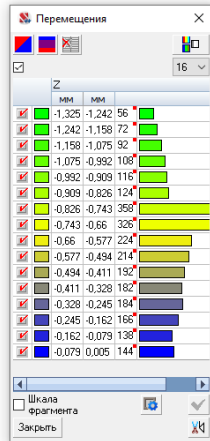


Рис. 7. Схема переміщень по осі Z від сумарних навантажень на стадії експлуатації.

Fig. 7. Scheme of movements along the Z axis from total loads at the operation stage

При аналізі напружень металевих балках та профнастил вздовж осей X та Y встановлено, що їхні максимальні значення на перевищують

235 МПа для сталі, з виготовлені дані елементи (рис. 8, 9).

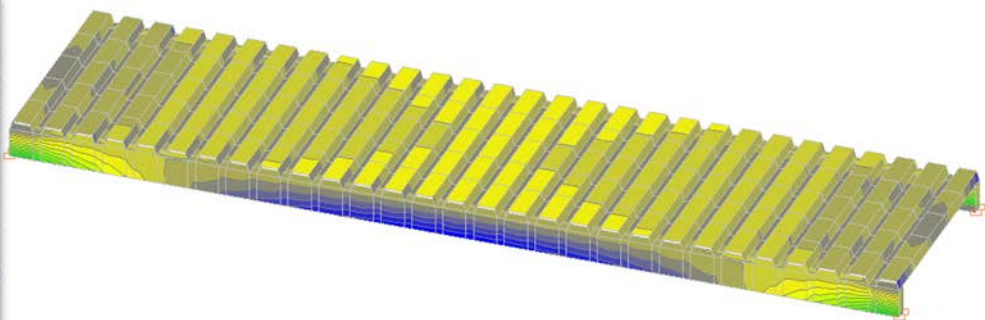
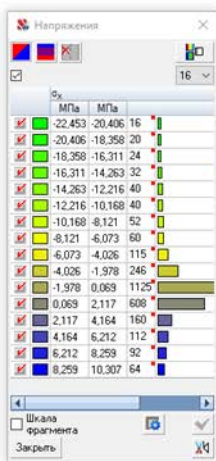


Рис. 8. Мозаїка напружень в металевих балках та профнастил по осі X (МПа).

Fig. 8. Mosaic of stresses in metal beams and corrugated sheeting along the X axis (MPa).

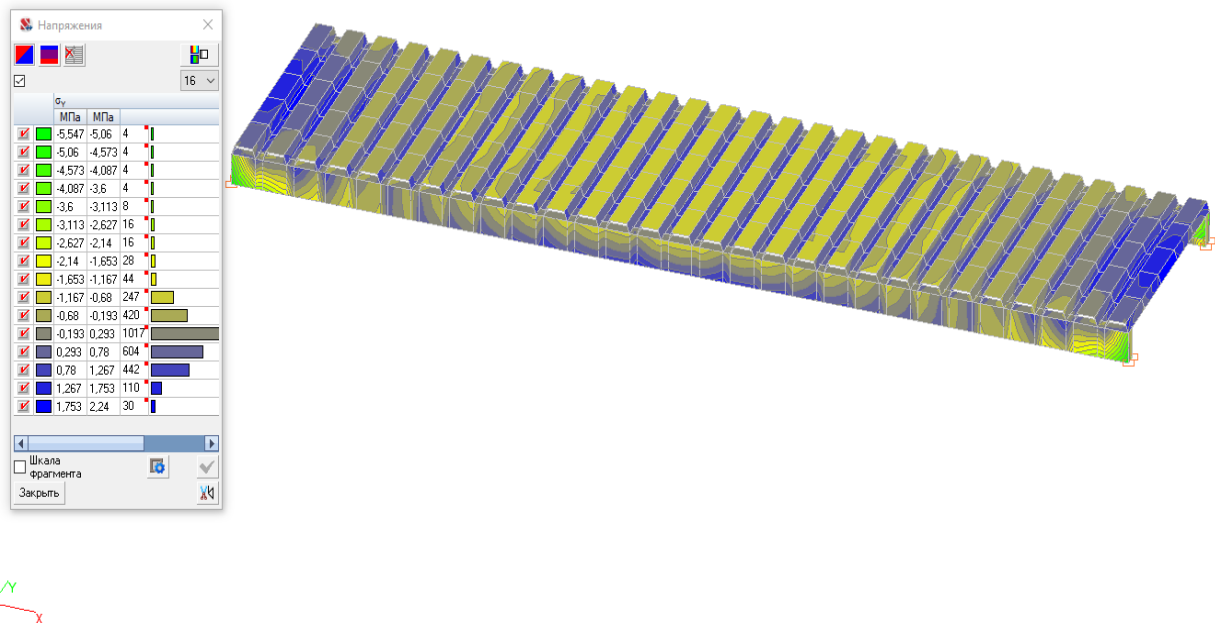


Рис. 9. Мозаїка напружень в металевих балках та профнастилї по осї Y (МПа).
Fig. 9. Mosaic of stresses in metal beams and corrugated sheeting along the Y axis (MPa)

Напруження в бетонї вздовж осї X та осї Y наведенї на рис. 10 та 11. Максимальнї

напруження стиску становлять 0,92 МПа, що не перевищують $f_{cd}=11,5$ МПа для бетону класу С16/20.

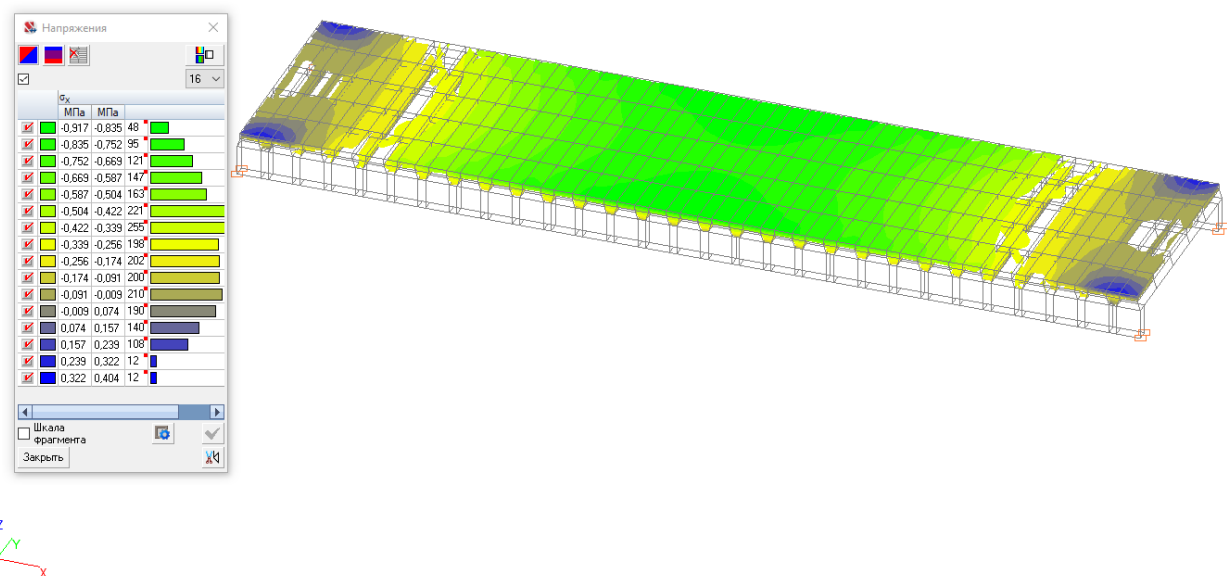


Рис. 10. Мозаїка напружень в бетонї по осї X (МПа).
Fig. 10. Mosaic of stresses in concrete along the X axis (MPa)

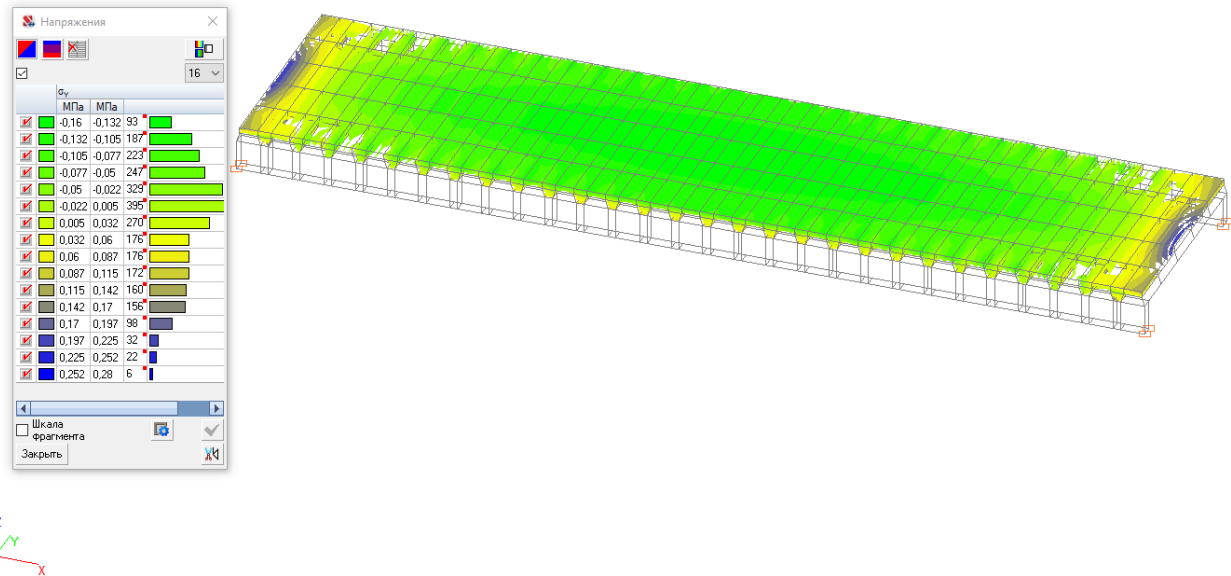


Рис. 11. Мозаїка напружень в бетоні по осі Y (МПа).
Fig. 11. Mosaic of stresses in concrete along the Y axis (MPa).

ВИСНОВКИ І РЕКОМЕДАЦІЇ

В результаті проведених досліджень встановлено, що при відновленні пошкоджених плит покриття ефективно можна використовували метало-залізобетонні плити покриття по профнастилу. При цьому необхідно використовувати швидкотведіючі бетони, що значно скорочує термін зведення таких конструкцій.

ЛІТЕРАТУРА

1. ДБН В.2.6-160:2010. Конструкції будинків і споруд. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення. – Київ, Мінрегіонбуд України, 2010.
2. ДСТУБ В.2.6-215:2016. Розрахунок і конструювання сталезалізобетонних конструкцій з плитами по профільованим настилам. – Київ, Мінрегіонбуд України, 2016.
3. ДСТУ Б В.2.6-216:2016. Розрахунок і конструювання з'єднувальних елементів сталезалізобетонних конструкцій. – Київ, Мінрегіонбуд України, 2016.
4. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8:2011. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-8. Проектування з'єднань. – Київ, Мінрегіонбуд України, 2011.
5. ДСТУ-Н Б Е 1993-1-1. Проектування сталевих конструкцій. Загальні правила та правила для будівель. – Київ, Мінрегіонбуд України, 2010.
6. Біляєв М.А. Проектування сталезалізо-бетонних конструкцій будівель відповідно до Єврокоду 4 / Калафат К.В., Білик А.С., Постернак О.М. // Підручник для іноз. студ. будів. факульт./ під загальною ред. М.А.Біляєва. - К.: «Освіта України», 2021. -500 с.
7. Zhuravskiy O. Prospects for the Development of High-rise Construction in Ukraine. / Afanasieva L. // AIP Conference Proceedings. Volume 2949, Issue 1, 020028 (2023). <https://doi.org/10.1063/5.0166761>. Published Online: 17 August 2023.
8. Zhuravskiy O. Effective prestressed slabs for airfield pavements and roads // Science for modern man: Environmental, energy and economic aspects of modern technologies. Monographic series «European Science». Book 16. Part 2. 2023. Karlsruhe, Germany. P.117-151. <https://doi.org/10.30890/2709-2313.2023-16-02>.
9. Журавський О. Особливості відновлення зруйнованих плит покриттів промислових будівель і споруд після артилерійських обстрілів / Поважнюк О. // Робоча програма та тези доповідей IV Міжнародної науково-практичної конференції «Будівлі і споруди спеціального призначення. Сучасні матеріали та конструкції». –К., КНУБА, 26 квітня 2023. С. 24-25.

10. **Куцик О.В.** Міцність і тріщиностійкість згинальний елементів з високоміцного бетону / Журавський О.Д. // *Будівельні конструкції. Теорія і практика: Збірник наукових праць.* – К., КНУБА, -Вип. 1., 2017, С. 199-204.
[DOI:https://doi.org/10.32347/2522-4182.1.2017.199-204](https://doi.org/10.32347/2522-4182.1.2017.199-204)
11. **Дворкін Л.Й.** Високоміцні швидкотверднучі бетони та фібробетони: монографія / Є.М.Бабич, В.В.Житковський, О.М.Бордюженко [та ін.]. Рівне: НУВГП, 2017, 331 с.
12. **Дворкін Л.Й.** Бетони нового покоління. / В.В.Житковський, О.М.Бордюженко, В.В.Марчук, Ю.О.Рубцова. НУВГП. 2021. 317 с.
13. **Dujmovic D.** Composite structures according to Eurocode 4. Worked Examples / Androic B., Lukacevic I. // *Ernst & Sohn, 2015.* – 890 p.
14. **Johnson R.P.** Composite structures of steel and concrete. Volume 1. *Beams, slabs columns and frames for buildings* // *Wiley-Blackwell, 2018.* – 230 p.
15. **Lawson R.M.** Design of composite beams with large web openings / *Hicks S.J. // SCI Publication. P355. // Steel Construction Institute, 2011.* – 117 p.
16. **Hicks S.** EN1994 - Eurocode 4. Design of composite steel and concrete structures. Composite slabs. *CEN, 2004.* – 119 p.
17. **Козарь В.І.** Напружено-деформований стан залізобетонних плит по сталевому профільованому настилу // *36. наук. пр. (галузеве машинобудування, будівництво) / Полтавський державний технічний університет ім. Юрія Кондратюка. - Полтава, 1999. - Вип. 4. - С. 87-90.*
18. **Козарь В.І.** Монолітні залізобетонні плити по сталевому профільованому настилу: Автореф. дис....канд.техн.наук. - Полтава. 1999. -19 с.
19. **Стороженко Л.І.** Сталезалізобетонні конструкції / *О.В.Семко, В.Ф.Пенц // -Полтава: 2005. - 181 с.*
20. **Стороженко Л.І.** Робота сталезалізобетонних двотаврових балок із залізобетонним верхнім поясом під дією малоциклового навантаження / *Крупченко О.А. // Дороги і мости - К. 2007. Вип.7, т.ІІ - С. 214-218.*
21. **Семко О.В.** Імовірнісні аспекти розрахунку сталезалізобетонних конструкцій. -К.: *Сталь, 2004. -316 с.*
22. **Семко О.В.** Надійність сталезалізобетонних конструкцій: *Автореф....дис. д-ра техн. наук. - Полтава, 2006. -35 с.*
23. **Сколибг О.В.** Сталезалізобетонні балки із зовнішнім листовим армуванням: *Автореф. дис....канд.техн.наук. - Полтава, 2006. -22 с.*
24. **Ромашко О.В.** Узагальнена модель зчеплення арматури з бетоном / *Ромашко В.М. Журавський О.Д. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. Вип. 37. - Рівне, 2019, С. 214-221.*
25. **Smorkalov D.** Experimental and theoretical studies of single and double-layer slabs supported on four sides. / *Zhuravskiy O., Delyavskyy M. // Cite as: AIP Conference Proceedings 2077, 020052 (2019); https://doi.org/10.1063/1.5091913. Published Online: 21 February 2019*

REFERENCES

1. **DBN V.2.6-160:2010.** Konstruktsii budynkiv i sporud. Stalezalizobetonni konstruktsii. Osnovni polozhennia. – Kyiv, *Minrehionbud Ukrainy, 2010.*
2. **DSTU B V.2.6-215:2016.** Rozrakhunok i konstruiuvannia stalezalizobetonnykh konstruktsii z plytamy po profilovanykh nastylam. – Kyiv, *Minrehionbud Ukrainy, 2016.*
3. **DSTU B V.2.6-216:2016.** Rozrakhunok i konstruiuvannia ziednuvalnykh elementiv stalezalizobetonnykh konstruktsii. – Kyiv, *Minrehionbud Ukrainy, 2016.*
4. **DSTU-N B EN 1993-1-8:2011.** Yevrokod 3. Proektuvannia stalevykh konstruktsii. Chastyna 1-8. Proektuvannia ziednan. – Kyiv, *Minrehionbud Ukrainy, 2011.*
5. **DSTU-N B E 1993-1-1.** Proektuvannia stalevykh konstruktsii. Zahalni pravyla ta pravyla dlia budivel. – Kyiv, *Minrehionbud Ukrainy, 2010.*
6. **Biliaiev M.A.** Proektuvannia stalezalizobetonnykh konstruktsii budivel vidpovidno do Yevrokodu 4 / *Kalafat K.V., Bilyk A.S., Posternak O.M. // Pidruchnyk dlia inoz. stud. budiv. fakult./ pid zahalnoiu red. M.A.Biliaieva. -K.: «Osvita Ukrainy», 2021. - 500 s.*
7. **Zhuravskiy O.** Prospects for the Development of High-rise Construction in Ukraine. / *Afanasieva L. // AIP Conference Proceedings. Volume 2949, Issue 1, 020028 (2023). https://doi.org/10.1063/5.0166761. Published Online: 17 August 2023.*
8. **Zhuravskiy O.** Effective prestressed slabs for airfield pavements and roads // *Science for modern man: Environmental, energy and economic aspects of modern technologies.*

- Monographic series «European Science». Book 16. Part 2. 2023. Karlsruhe, Germany. P.117-151.*
<https://doi.org/10.30890/2709-2313.2023-16-02>.
9. **Zhuravskiy O.** Osoblyvosti vidnovlennia zruinovanykh plyt pokryttiv promyslovykh budivel i sporud pislia artyleriiskykh obstriliv / *Povazhniuk O. // Robocha prohrama ta tezy dopovidei IV Mizhnarodnoi naukovopraktychnoi konferentsii «Budivli i sporudy spetsialnoho pryznachennia. Suchasni materialy ta konstruktsii».*–K., KNUBA, 26 kvitnia 2023. S. 24-25.
 10. **Kutsyk O.V.** Mitsnist i trishchynostiikist zghynalniy elementiv z vysokomitsnoho betonu / *Zhuravskiy O.D. // Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka: Zbirnyk naukovykh prats.* – K., KNUBA, -Vyp. 1., 2017, S. 199-204.
 11. **Dvorkin L.I.** Vysokomitsni shvydkotverdnuchi betony ta fibrobetony: monohrafiia / *Ye.M.Babych, V.V.Zhytkovskiy, O.M.Bordiuzenko [ta in.]. Rivne:NUVHP, 2017, 331 s.*
 12. **Dvorkin L.I.** Betony novoho pokolinnia. / *V.V.Zhytkovskiy, O.M.Bordiuzenko, V.V.Marchuk, Yu.O.Rubtsova. NUVHP. 2021. 317 s.*
 13. **Dujmovic D.** Composite structures according to Eurocode 4. Worked Examples / *Androic B., Lukacevic I. // Ernst & Sohn, 2015. – 890 p.*
 14. **Johnson R.P.** Composite structures of steel and concrete. Volume 1. *Beams, slabs columns and frames for buildings // Wiley-Blackwell, 2018. – 230 p.*
 15. **Lawson R.M.** Design of composite beams with large web openings / *Hicks S.J. // SCI Publication. P355. // Steel Construction Institute, 2011. – 117 p.*
 16. **Hicks S.** EN1994 - Eurocode 4. Design of composite steel and concrete structures. Composite slabs. *CEN, 2004. – 119 p.*
 17. **Kozar V.I.** Napruzhenodeformovanyi stan zalizobetonnykh plyt po stalevomu profilovanomu nastylu // *Zb. nauk. pr. (haluzeve mashynobuduvannia, budivnytstvo) / Poltavskiy derzhavnyi tekhnichnyi universytet im. Yuriiia Kondratiuka. - Poltava, 1999. - Vyp. 4. - S. 87-90.*
 18. **Kozar V.I.** Monolitni zalizobetonni plyty po stalevomu profilovanomu nastylu: *Avtoref. dys....kand.tekhn.nauk. - Poltava. 1999. -19 c.*
 19. **Storozhenko L.I.** Stalezalizobetonni konstruktsii / *O.V.Semko, V.F.Pents // -Poltava: 2005. - 181 s.*
 20. **Storozhenko L.I.** Robota stalezalizobetonnykh dvotavrovykh balok iz zalizobetonnym verkhnim poiasom pid diieiu malo-tsyklovoho navantazhennia / *Krupchenko O.A. // Dorohy i mosty - K. 2007. Vyp.7, t.II - S. 214-218.*
 21. **Semko O.V.** Imovirnisni aspekty rozrakhunku stalezalizobetonnykh konstruktsii. -K.: *Stal, 2004. -316 s.*
 22. **Semko O.V.** Nadiinist stalezalizobetonnykh konstruktsii: *Avtoref....dys. d-ra tekhn. nauk. - Poltava, 2006. -35 s.*
 23. **Skolyboh O.V.** Stalezalizobetonni balky iz zovnishnim lystovym armuvanniam: *Avtoref. dys....kand.tekhn.nauk. - Poltava, 2006. -22 s.*
 24. **Romashko O.V.** Uzahalnena model zchepлення armatury z betonom / *Romashko V.M. Zhuravskiy O.D. // Resursoekonomni materialy, konstruktsii, budivli ta sporudy: Zbirnyk naukovykh prats. Vyp. 37. - Rivne, 2019, C. 214-221.*
 25. **Smorkalov D.** Experimental and theoretical studies of single and double-layer slabs supported on four sides. / *Zhuravskiy O., Delyavskyy M. // Cite as: AIP Conference Proceedings 2077, 020052 (2019); https://doi.org/10.1063/1.5091913. Published Online: 21 February 2019*

**FEATURES OF RESTORATION OF
PRECAST REINFORCED CONCRETE
RIBBED SLABS OF COVERINGS OF
INDUSTRIAL BUILDINGS DESTROYED
BY BOMBARDMENT**

*Oleksandr ZHURAVSKYI,
Dmytro ZHURAVSKYI,
Oleksandr POVAZHNIYK*

Summary. With the beginning of the full-scale war launched by the Russian invaders, buildings and structures of industrial purpose and critical infrastructure were damaged and destroyed. In case of partial damage to the supporting structures of the coating, it is possible to restore them or replace them with new ones. To replace the destroyed slabs with new ones, it is necessary to use tower cranes. With the existing development and high height of the buildings, it is not possible and economically unprofitable to use tower cranes. In addition, the work must be performed in a short time and with high quality, ensuring sufficient bearing capacity. To solve this problem, it was decided to use monolithic reinforced concrete slabs on corrugated flooring

and metal beams. In such slabs, the corrugated flooring plays the role of both permanent formwork and external reinforcement. The arrangement of such slabs is performed on a coating of individual elements. To reduce the time for the work, quick-hardening concrete is used [11, 12]. In this case, it is possible to use light lifting mechanisms. It is also necessary to ensure the dimensions of the slabs that existed. These are prefabricated ribbed reinforced concrete slabs with dimensions in plan of 6.0×1.5 m and a section height of 300 mm. For example, the results of the survey and reinforcement of the covering of two buildings of industrial and administrative purpose, performed by employees of the Department of Reinforced Concrete Construction of the KNUBA, were used. The paper presents a methodology for calculating a reinforced concrete slab covering on corrugated board and a complex metal-reinforced concrete beam. The calculations were performed at the construction stage and at the operation stage according to the current standards for this type of structures [1...3].

Keywords: recovery; reinforced concrete slabs of covering; profiled flooring; metal channel; load-bearing capacity

Стаття надійшла до редакції 10.11.2024

Наукове видання
БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ.
ТЕОРІЯ І ПРАКТИКА

Збірник наукових праць

Випуск 15/2024

Оформлення, стиль та зміст збірника наукових праць є об'єктом авторського права і захищається законом.

Відповідальність за зміст та достовірність наведених даних несуть автори публікацій.

Редакція залишає за собою право редагувати та скорочувати подані матеріали.

Усі статті одержали позитивну оцінку незалежних рецензентів.

Оригінал-макет виготовлено в редакції збірника наукових праць
Будівельні конструкції. Теорія і практика.

Головний редактор	Журавський О.Д.
Комп'ютерне верстання	Колякова В.М.
Редагування і коректура	Колякова В.М.,
Макетування	Колякова В.М., Постернак О.М.
Обкладинка	Лисюк С.А., Постернак О.М.

Підписано до друку 29.11.2024. Формат 60 x 84^{1/8}.
Ум. друк, арк. 22,78 Обл.-вид. арк. 13,32
Тираж 100 прим.

Редакція науково – технічного збірника:
03037, Україна, м. Київ, проспект Повітряних Сил, 31, КНУБА, к. 104,114
Телефон редакції: (044) 241-55-04; (044)245-48-42
knubazbk@gmail.com
<http://bctp.knuba.edu.ua>

Виготовлювач: «Видавництво Ліра-К»
Свідоцтво № 3981, серія ДК.
03142, м. Київ, вул. В.Стуса, 22/1.
тел./факс (044) 247-93-37; 228-81-12
Сайт: liga-k.com.ua, редакція:zv_lira@ukr.net